



**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE,
MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ**

TECHNISCHE UNIVERSITÄT CAROLO WILHELMINA
ZU BRAUNSCHWEIG

**Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell
für Stahl- und Spannbeton bei sehr
tiefen Temperaturen**

**Teil 7: Berechnungsmodell für Stahl-
und Spannbeton bei sehr tiefen
Temperaturen**

Forschungsbericht

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

Dr.-Ing. J. Scheuermann

Dipl.-Ing. U. Pusch

April 1987

B I B L I O T H E K
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Gefördert von der Stiftung Volkswagenwerk

PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Lehrstuhl für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

TECHNISCHE UNIVERSITÄT
BRAUNSCHWEIG

3300 Braunschweig, den

Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen

Teil 7: Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen

F o r s c h u n g s b e r i c h t

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

Dr.-Ing. J. Scheuermann

Dipl.-Ing. U. Pusch

April 1987

Gefördert von der Stiftung Volkswagenwerk - Az.: I/38 044

Postsendungen:
3300 Braunschweig, Beethovenstraße 52
Fernschreiber: 52 698 lbstb d

Erfüllungsort und Gerichtstand Braunschweig

Fernsprecher:
391 5421
Ortskennzahl 0531
Kommt keine Verbindung zustande
bitte 391 5431 wählen

Besuchszeiten:
Montag bis Freitag 9 - 16 Uhr

Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen

Gliederung

- Teil 1 Problemstellung und Versuchsprogramm
- Teil 2 Tieftemperatureigenschaften der verwendeten Baustoffe
- Teil 3 Innerer Zwang in Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen
 infolge Abkühlung
- Teil 4 Verbundspannungen bei tiefen Temperaturen
- Teil 5 Dehnsteifigkeit und Rißbildung bei tiefen Temperaturen
- Teil 6 Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter
 Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen
- Teil 7 Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr
 tiefen Temperaturen

<u>Inhaltsverzeichnis</u>	Seite
1. EINLEITUNG	
2. ZIELSETZUNG UND ÜBERSICHT	
3. ANSATZE ZUR BESCHREIBUNG DER TIEFTEMPERATURBEDINGTEN ÄNDERUNG DER MECHANISCHEN KENNDATEN VON BETONSTAHL UND BETON	
3.1 Vorbemerkungen	
3.2 Spann- und Bewehrungsstahl	
3.2.1 Allgemeines	
3.2.2 Streckgrenze bzw. 0,2 %-Dehngrenze	
3.2.3 Elastizitätsmodul	
3.2.4 Spannungs-Dehnungsbeziehung	
3.2.5 Temperaturdehnverhalten	
3.2.6 Ermüdungsverhalten und Relaxation	
3.3 Beton	
3.3.1 Vorbemerkung	
3.3.2 Mittlere Betonfeuchte	
3.3.3 Betondruckfestigkeit	
3.3.4 Dehnung unter der Zylinderdruckfestigkeit	
3.3.5 Elastizitätsmodul	
3.3.6 Spannungs-Dehnungs-Linie für zentrischen Druck	
3.3.7 Zugfestigkeit	
3.3.8 Temperaturdehnverhalten	
3.3.9 Einfluß zyklischer Temperaturbeanspruchungen auf die mechani- schen Kenndaten von Beton	
3.3.10 Weitere Beton-Eigenschaften	
4. ZUSAMMENWIRKEN VON BETON UND BEWEHRUNG BEI TIEFER TEMPERATUR . .	
4.1 Modell zur Beschreibung des Verbundverhaltens bei tiefer Temperatur	
4.1.1 Überblick	
4.1.2 Rechenansatz der τ_v -v-Beziehungen	
4.1.3 Längsrißbildung	
4.1.4 Verbundversagen	
4.1.5 Verschiebungssprünge bei extrem tiefen Temperaturen	
4.1.6 Zusammenfassung und Gültigkeitsbereich des TT-Verbundgesetzes .	

4.2	Modell zur Beschreibung der Zwangbeanspruchung infolge unterschiedlicher thermischer Dehnung von Beton und Stahl
4.2.1	Allgemeines zur Modellbildung
4.2.2	Thermischer Zwang bei starrem Verbund
4.2.3	Thermischer Zwang bei verschieblichem Verbund
4.2.4	Thermischer Zwang in Stahlbetonzugstäben bei Berücksichtigung äußerer Lasten
4.2.5	Eigenspannungszustand in Abhängigkeit von der Betonfeuchte . .
4.2.6	Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in Stahlbetonstäben für Zustand I
4.2.7	Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft für Zustand I bei TT
4.2.8	Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalzugkraft im Zustand I
4.2.9	Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in biegebeanspruchten Stahlbetonstäben im Zustand II . .
4.2.10	Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft im Zustand II
4.2.11	Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft sowie infolge inneren thermischen Zwangs im Zustand II
4.2.12	Zusammenfassung
5.	MODELL ZUR BESCHREIBUNG VON VERFORMUNG UND RISSBILDUNG VON STAHLBETONZUGSTÄBEN BEI TIEFER TEMPERATUR
5.1	Vorbemerkungen
5.2	Einfluß tiefer Temperaturen auf die Ribbildung
5.2.1	Ablauf der Ribbildung
5.2.2	Erstrißstahlspannung
5.2.3	Rißabstände
5.2.4	Rißbreiten
5.3	Mitwirkung des Betons
5.3.1	Normalkraft-Dehnungsverlauf
5.3.2	Änderung der Dehnsteifigkeit durch Ribbildung
5.4	Beschreibung der Stahlspannungen entlang der Stabachse
5.5	Zusammenfassung
6.	MODELL ZUR BESCHREIBUNG VON BEANSPRUCHUNG UND VERFORMUNG VON STAHLBETONSTÄBEN UNTER BIEGUNG BZW. BIEGUNG UND LÄNGSKRAFT BEI TIEFEN TEMPERATUREN
6.1	Vorbemerkungen

6.2	Einfluß tiefer Temperaturen auf die Rißbildung	
6.2.1	Ablauf der Rißbildung	
6.2.2	Erstribstahlspannung	
6.2.3	Rißabstände	
6.2.4	Rißbreiten	
6.3	Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen	
6.3.1	Mittlere Stahldehnung	
6.3.2	Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen auf die Betonranddehnung in der Druckzone	
6.3.3	Mittlere Krümmung	
6.4	Biegesteifigkeit und Dehnsteifigkeit	
6.5	Beschreibung der Stahlspannung im Erstribzustand entlang der Stabachse	
6.6	Zusammenfassung	
7.	ZUSAMMENFASSUNG	
8.	LITERATUR	

Verwendete Bezeichnungen

Allgemeines

RT	Raumtemperatur + 20 °C
TT	Tieftemperatur
ϑ	Temperatur
$\Delta \vartheta$	Temperaturdifferenz

Abmessungen des Querschnitts

b	Breite
d	Dicke
h	statische Nutzhöhe
d_1	Abstand der Bewehrung in der Druckzone vom Druckrand
x	Druckzonenhöhe
d_2	$d - h$
z_{s2}	$d/2 - d_2$
z_{s1}	$d/2 - d_1$
c_{ib}	Abstand der Schwerlinie des wirksamen Querschnitts von der Schwerlinie des Betonquerschnitts
a	Abstand der Druckresultierenden vom Druckrand
c_b	Betondeckung
t_e	effektive Betondeckung

Bezogene Größen

μ_1	Bewehrungsgrad $\mu_1 = A_{s1}/b \cdot d$
μ_2	Bewehrungsgrad $\mu_2 = A_{s2}/b \cdot d$
μ_{ef}	wirksamer Bewehrungsgrad
β_1	$\beta_1 = d_1/d$
β_2	$\beta_2 = d_2/d$
λ	$\lambda = h/d$
a	$a = k_a \cdot x$
η_{s1}	$\eta_{s1} = z_{s1}/d$
η_{s2}	$\eta_{s2} = z_{s2}/d$
ζ	$\zeta = c_{ib}/d$

δ	$\delta = H_R/d$
α	Völligkeitsbeiwert
ξ	$\xi = x/d$
\bar{N}	$\bar{N} = N/bd$
\bar{M}	$\bar{M} = M/bd^2$

Querschnittswerte

A_i	ideelle Querschnittsfläche
J_i	ideelles Flächenmoment 2. Grades
W_i	ideelles Widerstandsmoment

Schnittgrößen

M	Biegemoment bezogen auf Querschnittsmitte
N	Normalzugkraft angreifend in Querschnittsmitte
M_R^1	Biegemoment bei Erstrißbildung
N_R^1	Normalkraft bei Erstrißbildung

Festigkeitskenngrößen

Stahl:

$R_{p0,1}$	0,1 %-Dehngrenze
$R_{p0,2}$	0,2 %-Dehngrenze
R_m	Zugfestigkeit
B_s	Streckgrenze
A_{10}	Bruchdehnung
E_s	Elastizitätsmodul
σ_s	Stahlspannung

Beton:

E_b	Elastizitätsmodul auf Druck
E_{bz}	Elastizitätsmodul auf Zug

β_C	Zylinderdruckfestigkeit
β_{SZ}	Spaltzugfestigkeit
β_Z	zentrische Zugfestigkeit
β_{BZ}	Biegezugfestigkeit
σ_b	Betonspannung
u_m	mittlere Feuchte des Betons

Verbund

c	Betondeckung
n	$n = E_s/E_b$
τ_v	Verbundspannung
τ_{vu}	Verbundfestigkeit
v	Stabendverschiebung bzw. Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl
v_u	Stabendverschiebung bei τ_{vu}
a, B	Koeffizienten des Verbundgesetzes
C_1, C_2, C_3	Konstanten des Verbundgesetzes
$f_1(\vartheta), f_2(\vartheta)$	Temperaturfunktionen des Verbundgesetzes
σ_D	Betondruckspannung unter den Rippen des Bewehrungsstabes
σ_{rs}	radiale Druckspannung an der Kontaktfläche Beton - Bewehrungsstab
σ_φ	Betonspannung im Zugring
α	Winkel zwischen Stablängsachse und Druckstrebe (σ_D)
ℓ_v	Verbundlänge

Bewehrung

A_{s2}	Querschnittsfläche der Zugbewehrung (Außenrand 2)
A_{s1}	Querschnittsfläche der Druckbewehrung (Außenrand 1)
f_R	bezogene Rippenfläche
d_s	Stabdurchmesser
s	Stababstand

Verformungen

ϵ_{b90}	freie thermische Dehnung des Betons
ϵ_{s90}	freie thermische Dehnung des Stahls
$\Delta\epsilon_{90}$	$\Delta\epsilon_{90} = \epsilon_{s90} - \epsilon_{b90}$
$\bar{\epsilon}_{b9z}$	reine thermische Zwangdehnung des Betons
$\bar{\epsilon}_{s9z}$	reine thermische Zwangdehnung des Stahls
α_{b9}	Temperaturausdehnungskoeffizient des Betons
α_{s9}	Temperaturausdehnungskoeffizient des Stahls
$\bar{\epsilon}_{b0}$	thermische Zwangdehnung des Betons am Außenrand 1
$\bar{\epsilon}_{bu}$	thermische Zwangdehnung des Betons am Außenrand 2
$\bar{\epsilon}_{s2}$	thermische Zwangdehnung des gezogenen Stahls im Zustand II
$\bar{\epsilon}_R$	thermische Zwangdehnung des Betons an der Rißwurzel im Zustand II
$\bar{\epsilon}_0$	thermische Zwangdehnung des Betons am Außenrand 1 im Zustand II
$\bar{\epsilon}_{mR}$	Mittendehnung infolge thermischen Zwangs im Zustand II
$\bar{\kappa}_R$	Krümmung infolge thermischen Zwangs im Zustand II
ϵ_{sR}	Stahldehnung im Rißquerschnitt infolge Lastbeanspruchung
ϵ_{bR}	Betondehnung im Rißquerschnitt infolge Lastbeanspruchung
ϵ_{mR}	Mittendehnung im Rißquerschnitt infolge Lastbeanspruchung
κ_R	Krümmung im Rißquerschnitt infolge Lastbeanspruchung
ϵ^I	Dehnung im Zustand I
ϵ^{II}	Dehnung im Zustand II
ϵ_{sm}	mittlere Stahldehnung
ϵ_{bm}	mittlere Betondehnung
κ_m	mittlere Krümmung

Spannungen

σ_{s9z}	innere thermische Zwangspannung des Stahls
σ_{b9z}	innere thermische Zwangspannung des Betons
$\bar{\sigma}_{bR}$	thermische Zwangspannung des Betons an der Rißwurzel im Zustand II

$\bar{\sigma}_{bo}$	thermische Zwangspannung des Betons am Außenrand 1 im Zustand II
$\bar{\sigma}_{s2}$	thermische Zwangspannung des gezogenen Stahls im Zustand II
σ^I	Spannung im Zustand I
σ^{II}	Spannung im Zustand II
σ_{sm}	mittlere Stahlspannung
σ_{bm}	mittlere Betonspannung

Rißbildung

S_{Rm}	mittlerer Rißabstand
S_{Rme}	mittlerer Rißabstand bei abgeschlossenem Rißbild
H_R	Rißtiefe
$w_k = w_{95\%}$	kritische Rißbreite, 95 %-Fraktile
w_m	mittlere Rißbreite
l_1	Eintragungslänge

Steifigkeiten

K_B	Biegesteifigkeit
K_{B0}^I	Biegesteifigkeit des Betonquerschnitts im Zustand I
k_B	$k_B = K_B / K_{B0}^I$ bezogene Biegesteifigkeit
K_D	Dehnsteifigkeit
K_{D0}^I	Dehnsteifigkeit des Betonquerschnitts im Zustand I
k_D	$k_D = K_D / K_{D0}^I$ bezogene Dehnsteifigkeit

1. EINLEITUNG

Der alternative Primärenergieträger Erdgas wird in der Bundesrepublik Deutschland zunehmend an Bedeutung gewinnen. Um Erdgas wirtschaftlich transportieren und lagern zu können, wird es verflüssigt. Hierbei wird das Volumen des Erdgases bei atmosphärischem Druck auf 1/600 des Ausgangsvolumens verringert. Das verflüssigte Erdgas (LNG = Liquefied Natural Gas) weist allerdings die sehr tiefe Temperatur von ca. - 162 °C auf. Dieser Umstand wirft beim Entwurf und der Konstruktion von LNG-Großlagertanks schwierige, materialtechnische und konstruktive Probleme auf.

Aus Gründen der Sicherheit werden LNG-Behälter zweischalig gebaut. Das eigentliche Lagerbehältnis für das verflüssigte Erdgas stellt der kreiszylindrische Innentank dar. Er ist im Betrieb nach dem ersten behutsamen "Kaltfahren" dauernd tiefkalt. Revisionen, Defekte und anderes mehr machen das mehrmalige totale Entleeren und Wiederbefüllen während der Betriebsdauer nötig, dies bewirkt Zyklen extremer Temperaturspannungen. Neben den Temperaturbeanspruchungen wird der Innenbehälter während des Betriebes vom hydrostatischen Druck der Lagerflüssigkeit belastet. In Störfällen wie Erdbeben, Druckwelle u.ä. treten zusätzliche dynamische Beanspruchungen auf, die im Gegensatz zu den Betriebslasten nicht mehr rotationssymmetrisch einwirken.

Der Außenbehälter, im Regelbetrieb dauernd warm, stellt zum einen den äußeren Schutzwall gegen externe Katastrophen (Brand in Behälterumgebung, Flugzeugabsturz u.a.m.) dar, zum anderen dient er als Schutzhaut für den Fall der Leckage oder gar des Berstens des Innentanks. Im letzteren Fall muß der Außentank das Auslaufen von LNG oder das Austreten von Gas vollständig verhindern. Die Erfüllung dieser Aufgabe ist für den Außentank mit extremem Temperaturschock und ggf. schnell ablaufenden Belastungsvorgängen verbunden.

Das Eindringen von Wärme wird durch eine allseitige Wärmedämmung (Thermosflaschenprinzip) verhindert, die zwischen Innen- und Außentank angeordnet ist.

Der geschichtlichen Entwicklung des Behälterbaus entsprechend, wurden die ersten LNG-Behälter als Stahlkonstruktionen ausgebildet. Kaltzähe Stähle fanden sowohl für den Innenbehälter als auch für den Außenbehälter Anwendung. Die internationale Entwicklung zeigt, daß bei LNG-Großbehältern der Verbundwerkstoff Stahl-

bzw. Spannbeton fast ausschließlich für den Außentank verwendet wird, während der Innentank weiterhin aus kaltzähem Nickelstahl besteht. Die Gründe hierfür sind in dem größeren Potential an Sicherheit einer Stahlbeton- bzw. Spannbetonkonstruktion gegenüber einer reinen Stahlkonstruktion in Katastrophenfällen wie Brand, Erdbeben usw. zu finden. Ein weiterer wichtiger Aspekt ist natürlich die Wirtschaftlichkeit. Weitere Sicherheitsanforderungen, hier besonders die Reißfähigkeit der Baustoffe bei tiefen Temperaturen, führten dazu, daß auch der Innentank zunehmend aus Stahl- bzw. Spannbeton erstellt werden soll. Man kann daher davon ausgehen, daß in Zukunft überwiegend LNG-Tanks in Stahl- bzw. Spannbetonbauweise errichtet werden.

2. ZIELSETZUNG UND ÜBERSICHT

Die Berechnung von Stahl- und Spannbetonkonstruktionen, die im Betrieb normalen Temperaturen unterliegen, erfolgt u.a. nach den Normen DIN 1045 und DIN 4227. Diese Regelwerke verlieren für Bauteile, die sowohl im Betrieb als auch in Störfällen extrem tiefen Temperaturen ausgesetzt sind, ihre Gültigkeit, da sich nicht nur die Materialeigenschaften, sondern auch das Verbundverhalten völlig verändern. Damit ist es aber auch nicht mehr möglich, das Verformungsverhalten und den Zusammenhang zwischen Schnittgrößen und Verformungen auf der Basis bisherigen Wissens zutreffend analytisch darzustellen.

Die anwendungsbezogene Erforschung der zur Ausführung gelangenden Baustoffe und Konstruktionen muß sich an den besonderen Beanspruchungszuständen für Betriebs- und Störlastfälle bei LNG-Behältern orientieren. Das Forschungsvorhaben setzt sich daher zum Ziel, auf Grundlagen von Versuchen ein ingenieurmäßiges Berechnungsmodell der Verbundwerkstoffe Stahlbeton und Spannbeton auszuarbeiten, mit dem es gelingt, das Verhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen bei extrem tiefen Temperaturen sowohl unter den Beanspruchungen des Betriebes als auch von Störfällen zu beschreiben. Erst bei Vorliegen eines Berechnungs- und Bemessungsmodells wird es möglich, LNG-Behälter aus Stahlbeton oder Spannbeton nicht nur sicher, sondern auch wirtschaftlich zu entwerfen.

Die vorliegende Forschungsarbeit wird - wie schon im Teil 1 erwähnt - versuchstechnisch in die folgenden Abschnitte unterteilt:

- Versuche zur Bestimmung der Tieftemperatureigenschaften der verwendeten Baustoffe
- Versuche zur Bestimmung des inneren thermischen Zwangs in Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen infolge Abkühlung
- Versuche zum Verbundverhalten
- Versuche an Dehnkörpern zur Bestimmung der Dehnsteifigkeit unter der Ribildung
- Versuche an biegebeanspruchten, insbesondere mit zusätzlichem Achszug beanspruchten Stahlbetonstäben zur Bestimmung des wirklichkeitsnahen Verformungsverhaltens und der Ribdehnung

Über die Bedeutung der einzelnen Themenkreise für die Bemessung von LNG-Behälter-Bauteilen wird im Abschnitt 3 von Teil 1 dieser Forschungsarbeit ausführlich berichtet.

Nach Abschluß dieser Versuche und deren Auswertung erfolgt auf dieser Grundlage im vorliegenden Teil 7 eine theoretische Modellierung des Werkstoffverhaltens des Verbundwerkstoffes und die Ausarbeitung von Berechnungs- und Bemessungskriterien.

3. BESCHREIBUNG DER TIEFTEMPATURBEDINGTEN ÄNDERUNG DER MECHANISCHEN EIGENSCHAFTEN VON BETONSTAHL UND BETON

3.1 Vorbemerkungen

Die Kenntnisse über das mechanische Verhalten von Spann- und Bewehrungsstahl sowie von Beton im Bereich extrem tiefer Temperaturen haben sich in den letzten Jahren immer mehr vervollständigt.

Zusammenfassende Überblicke über die Materialeigenschaften bei tiefen Temperaturen geben für Spann- und Bewehrungsstahl /24, 40, 94/ sowie für Beton /14, 40, 117/. Auf der Grundlage dieser Arbeiten sowie der Ergebnisse des 2. Teils dieser Forschungsarbeit /90/ wird eine Beschreibung der tieftemperaturbedingten

Änderung der mechanischen Kenndaten von Betonstahl, Spannstahl und Beton möglich. Im folgenden wird ein Vorschlag zur analytischen Beschreibung der wesentlichen Materialkenngrößen für den Tieftemperaturbereich ($20\text{ °C} \geq \vartheta \geq -170\text{ °C}$) formuliert.

3.2 Spann- und Bewehrungsstahl

3.2.1 Allgemeines

Mit abnehmenden Temperaturen weisen Spann- und Bewehrungsstähle zunehmende Veränderungen auf: Streckgrenze und Zugfestigkeit nehmen zu; die das Verformungsvermögen kennzeichnenden Größen wie Bruchdehnung, Brucheinschnürung und Kerbschlagzähigkeit nehmen ab. Weiter ändern sich die Wärmeleitfähigkeit und der Temperatúrausdehnungskoeffizient.

Das Ausmaß der tieftemperaturbedingten Verfestigung hängt von der Stahlart ab. Mit zunehmender Kornverfeinerung und zunehmender Reinheit der Stähle verringert sich die Verfestigung infolge von Tieftemperatur, im Temperaturbereich von 0 °C bis -170 °C wird die Verfestigung zunehmend linear abhängig von der Temperatur. Der Abstand zwischen Streckgrenze und Zugfestigkeit bleibt nahezu erhalten, d.h. die temperaturbedingten Zuwächse sind bei beiden etwa gleich.

Zwischen der tieftemperaturbedingten Verfestigung und dem Verformungsvermögen (Zähigkeit) besteht ein Zusammenhang /82/. Je ausgeprägter die Verfestigung bei -170 °C ausfällt, desto geringer ist die Zähigkeit. Entsprechend den Tendenzen der Tieftemperatur-Verfestigung bleibt bei größerer Feinkörnigkeit und optimierter Gefügeausbildung das Verformungsvermögen der Spann- und Bewehrungsstähle im Temperaturbereich 0 °C bis -170 °C nahezu konstant.

Vergütete, gezogene und angelassene bzw. stabilisierte Spannstähle sowie Litzen bewahren ihre Duktilität auch bei tiefen Temperaturen. Dies gilt auch für Ni-legierte Bewehrungsstähle, für normale Bewehrungsstähle allerdings nur mit gewissen Einschränkungen.

3.2.2 Streckgrenze bzw. 0,2 %-Dehngrenze

Die temperaturabhängige Zunahme der Streckgrenze (hierunter wird auch die $R_{p0,2\%}$ -Dehngrenze erfaßt) von Spann- und Bewehrungsstahl bei zügiger Beanspruchung kann mit der Streckgrenze bei Raumtemperatur R_{s0} und einem tempe-

temperaturabhängigen Zuwachs $\Delta\beta_s$ beschrieben werden.

$$\beta_{s,9} = \beta_{s0} + \Delta\beta_{s,9} \quad (3.1)$$

Über den Zuwachs kann für gezogene Drähte und Litzen sowie für legierte Betonstähle nach /94/ linear verfügt werden:

$$\beta_{s,9} = \beta_{s0} + \Delta\beta_s \left(1 - \frac{9+170}{190}\right) \quad (3.2)$$

Der absolute Zuwachs $\Delta\beta_s$ kann bei diesen Stählen mit ca. 150 bis 300 N/mm² angenommen werden.

Für normale Bewehrungsstähle sollte dagegen über den temperaturabhängigen Zuwachs wie folgt verfügt werden:

$$\beta_{s,9} = \beta_{s0} + \Delta\beta_s \left(1 - \sqrt{\frac{9+170}{190}}\right) \quad (3.3)$$

Der absolute Zuwachs muß hierin mit 300 bis 500 N/mm² begrenzt werden /82/.

Die Bilder 3.1 und 3.2 zeigen die Gegenüberstellung der Rechenergebnisse von Gln. (3.2) und (3.3) mit Versuchsergebnissen aus /94, 90/.

3.2.3 Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul von Spann- und Bewehrungsstahl wächst im Temperaturbereich + 20 °C bis - 170 °C um rd. 10 % an. Der Einfluß des Stahltyps ist gering /94/. In Abhängigkeit von der Tieftemperatur kann der Elastizitätsmodul wie folgt beschrieben werden:

$$E_{s,9} = E_{s0} + \frac{E_{s0}}{10} \left(1 - \frac{9+170}{190}\right) \quad (3.4)$$

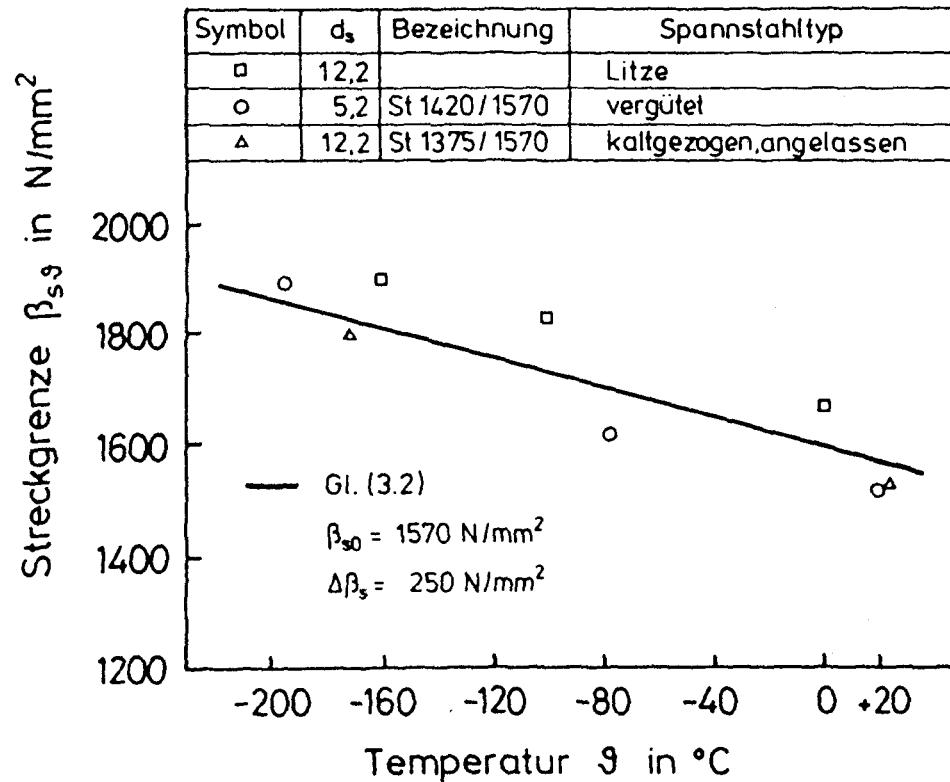


Bild 3.1: Streckgrenze von Spannstählen im Tieftemperaturbereich
Vergleich Versuch und Rechnung

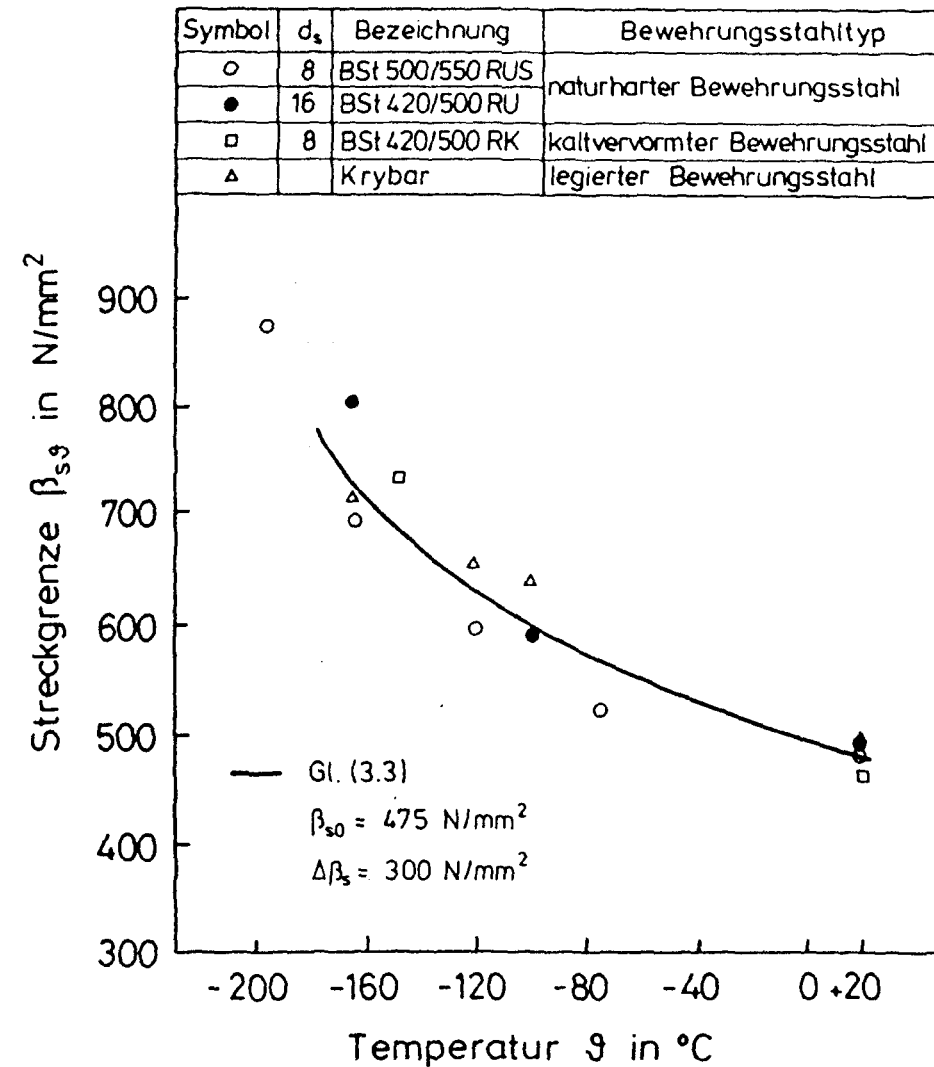


Bild 3.2: Streckgrenze von Bewehrungsstählen im Tieftemperaturbereich
Vergleich Versuch und Rechnung

Die Auswertung von Gl. (3.4) ist in Bild 3.3 Versuchsergebnissen aus /90/, Teil 2 gegenübergestellt.

Die Querdehnungszahl ist weitgehend temperaturunabhängig. In /70/ wird gezeigt, daß die tieftemperaturbedingte Erhöhung des Gleitmoduls der des Elastizitätsmoduls folgt.

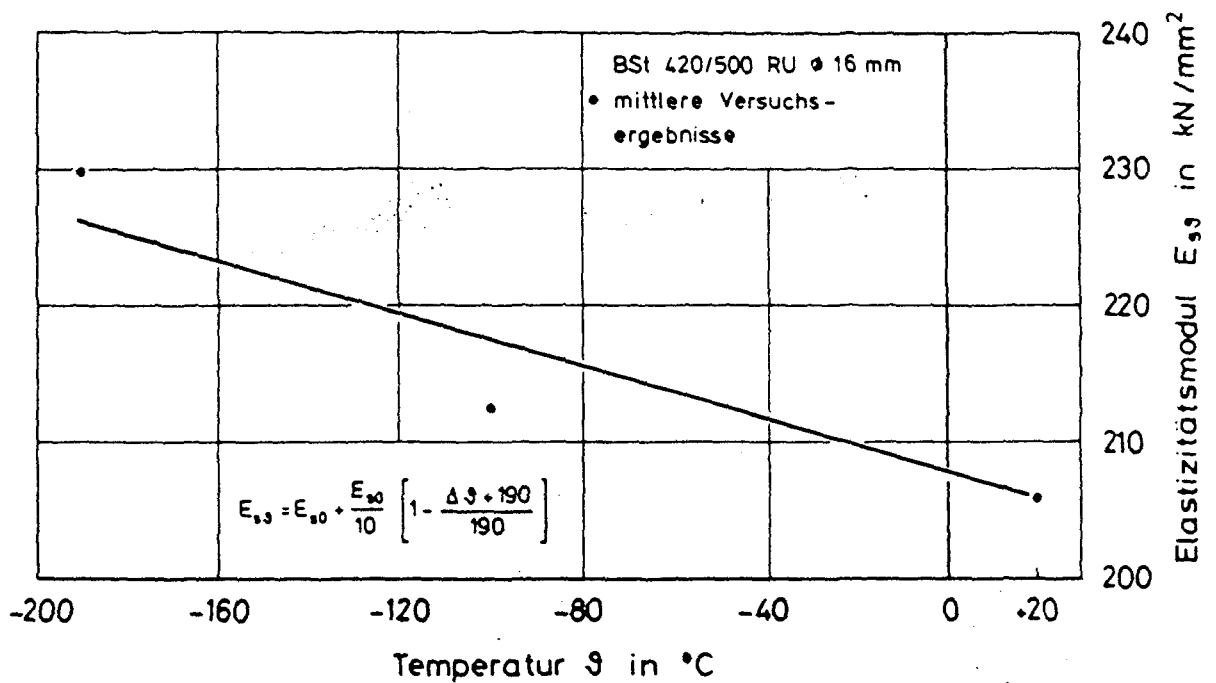


Bild 3.3: Elastizitätsmodul von Betonstahl BSt 420/500 für den Tieftemperaturbereich - Vergleich Versuch und Rechnung

3.2.4 Spannungs-Dehnungsbeziehung

Will man für Berechnungen die σ - ϵ -Linie in bilinearer Form darstellen, so ist dies mit den Gl.n. (3.3) und (3.4) möglich. Eine Gegenüberstellung der in Versuchen ermittelten σ - ϵ -Linien mit dem bilinearen Ansatz zeigt Bild 3.4.

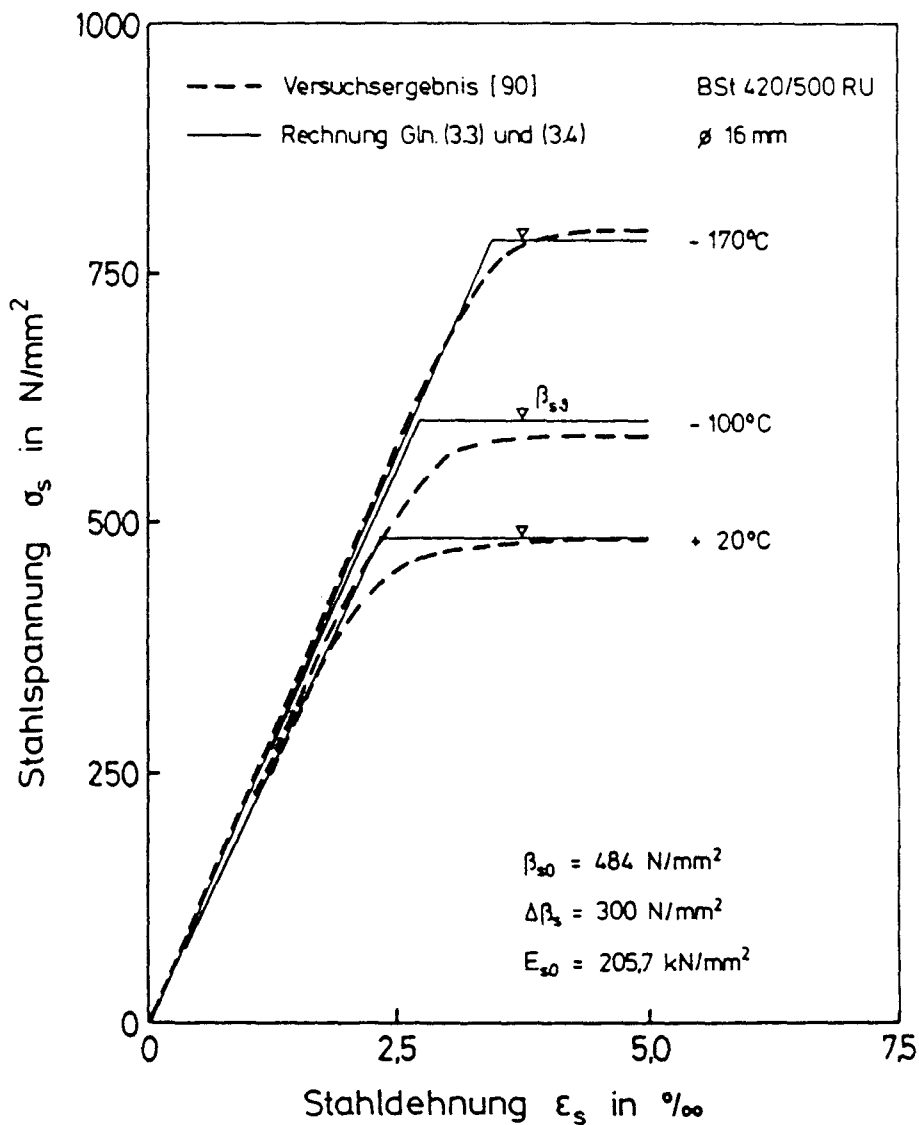


Bild 3.4: σ - ϵ -Linien für Bewehrungsstahl BSt 420/500 RU in Abhängigkeit von der Temperatur

3.2.5 Temperaturdehnverhalten

Mit fallenden Temperaturen wird für Betonstahl eine stetige Abnahme des Temperatureausdehnungskoeffizienten beobachtet. Wegen der geringen Unterschiede im thermischen Dehnverhalten unterschiedlicher Betonstahltypen ist eine einheitliche Beschreibung des Temperatureausdehnungskoeffizienten gerechtfertigt. Sie

lautet für naturharten Bewehrungsstahl:

$$\alpha_{s,\vartheta} = \left(\frac{\vartheta + 273,15}{3,181 \cdot 10^{-6}} \right)^{\frac{1}{7,59}} \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1} \quad (3.5)$$

Die freie thermische Dehnung beträgt dann:

$$\epsilon_{s,\vartheta} = \alpha_{s,\vartheta} (\vartheta - 20) \quad (3.6)$$

Bild 3.5 zeigt Vergleiche. Die Anwendung von Gl. (3.5) ist auch für hochlegierte Stähle gerechtfertigt. Der maximale Fehler bleibt unter $\Delta\epsilon_s = 0,1 \text{ }_{\infty}$.

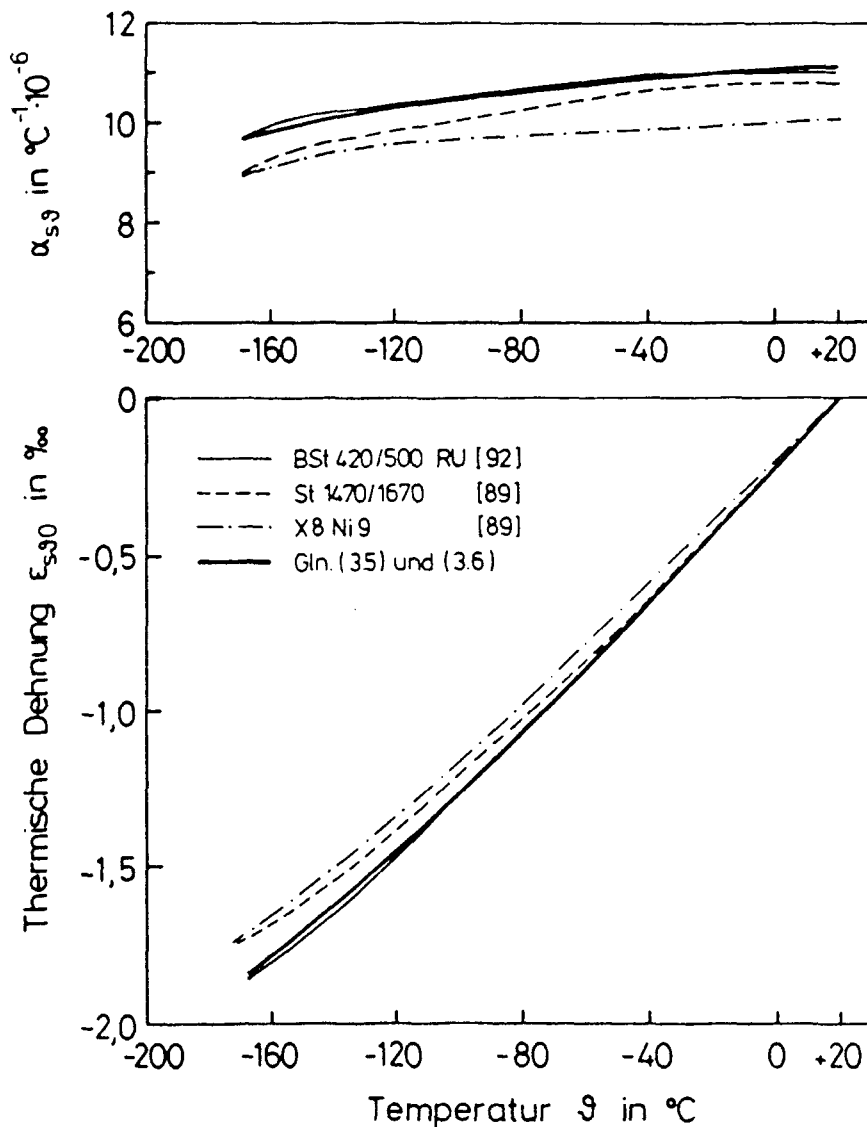


Bild 3.5: Thermisches Dehnverhalten unterschiedlicher Betonstahlarten im Tieftemperaturbereich

3.2.6 Ermüdungsverhalten und Relaxation

Zum Ermüdungsverhalten und zur Relaxation von Spann- und Bewehrungsstählen bei Tieftemperatur liegen sehr wenige Versuchsergebnisse vor. Tendenzen werden in /24, 94/ aufgezeigt. Danach nimmt die Ermüdungsfestigkeit mit sinkenden Temperaturen zu, die Relaxationsverluste nehmen deutlich ab.

3.3 Beton

3.3.1 Vorbemerkung

Tiefe Temperaturen verändern die Eigenschaften von Beton: die Druck- und Zugfestigkeit sowie die Formänderungsenergie werden gesteigert; der plastische Anteil der Verformung nimmt ab. Die Temperaturdehnzahl ändert sich in Abhängigkeit von der Betonfeuchte; die Wärmeleitfähigkeit nimmt zu.

Diese Tendenzen gelten im wesentlichen für stationäre Temperatur. Eine zyklische sowie schockartige Temperaturbeanspruchung bewirkt zusätzliche Veränderungen. Auch der Spannungszustand des Betons (vorbelastet oder unbeansprucht) ist bei Abkühlung von Bedeutung für das Tieftemperaturverhalten.

Die Veränderungen der Materialeigenschaften infolge von Tieftemperatur können nur zum geringen Teil über das Verhalten der Einzelkomponenten - Zuschlag, Zementstein, Wasser, Eis, Poren - beschrieben werden. Die Veränderung wird im wesentlichen durch das Zusammenwirken der Komponenten hervorgerufen. Dabei steht der Gefriervorgang des Wassers im feinporösen Zementstein im unmittelbaren Zusammenhang mit der Veränderung der mechanischen Eigenschaften /116, 117/.

Die 9 %ige Volumenzunahme bei der Eisbildung, die sich aufbauenden Drücke aus Eiswachstum und Diffusion sowie die Eigenspannungen aus unterschiedlichem, thermischen Dehnverhalten von Eis und Festkörper und von Zuschlag und Zementstein können zu Mikrorissen und Gefügezerstörungen im Zementstein führen. Deren Auftreten wird durch hohe Betonfeuchten und durch große Abkühlgeschwindigkeiten gefördert. Daß trotz dieser Rißbildung und Gefügezerstörung bei tiefen Temperaturen eine Verfestigung des Betons beobachtet wird, ist auf die stützende Wirkung des Eises sowie auf die bei tiefen Temperaturen höhere

Haftfestigkeit zurückzuführen. Eine stärkere Kontraktion der Zementstein-Matrix gegenüber dem Zuschlagkorn verbessert das Verbundverhalten in deren Kontaktzone, so daß in der "Schwachstelle" des Betons das vorzeitige Entstehen von Verbundrissen verhindert werden kann.

Bei tiefen Temperaturen kommt der Betonfeuchte die größte Bedeutung zu, da sie die Menge an gefrierbarem Wasser im Zementstein bestimmt und den Grad der Verfestigung von Beton bei tiefen Temperaturen bewirkt.

3.3.2 Mittlere Betonfeuchte

Die mittlere Feuchte des Betons charakterisiert die verdampfbare Wassermenge, die in erster Näherung auch der gefrierbaren entspricht. Sie wird durch die Beziehung

$$u_m = \frac{G(t) - G_{tr}}{G_{tr}} \cdot 100 \text{ [M. - \%]} \quad (3.7)$$

ausgedrückt. Hierin bedeuten:

$G(t)$ das Gewicht der feuchten Probe und

G_{tr} das Trockengewicht nach Darrtrocknung bei 105 °C.

Die Abschätzung der mittleren Betonfeuchte im Bauteil kann durch die Trocknungsdiffusionsrechnung erfolgen /37, 82/. Bei massigen Bauteilen mit innen-seitigem Liner kann man von einem Hydratationsgrad $m = 1$ und von einer zeit-unveränderlichen Betonfeuchte in Linernähe ausgehen. Sie beträgt mit G_Z , der Zuschlagmasse:

$$u_m \approx \frac{W/Z - 0,25 m}{1 + G_Z/Z + 0,25 m} \quad (3.8)$$

3.3.3 Betondruckfestigkeit

Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons wird für den TT-Bereich aus zwei Summanden zusammengesetzt /117/:

$\beta_{c\vartheta} = \beta_{c0} + \Delta \beta_{c\vartheta}$ (3.9)

$\beta_{c\vartheta} = \beta_{c0} + 12 \cdot u_m \left[1 - \left(\frac{\vartheta + 170}{190} \right)^2 \right]$ (3.10)

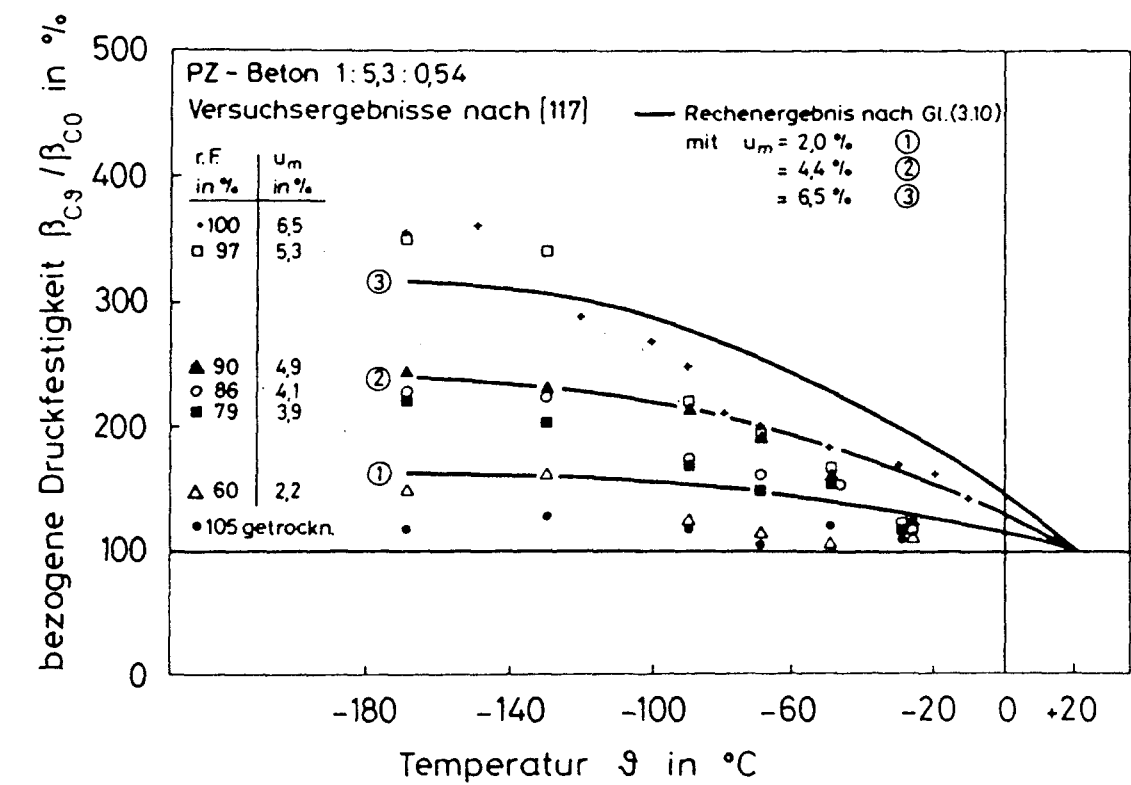


Bild 3.6: Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit von Betonfeuchte und Temperatur - Vergleich Versuch und Rechnung

Die Ergebnisse nach Gl. (3.10) für unterschiedliche Betonfeuchten sind in Bild 3.6 Versuchsergebnissen aus /117/ gegenübergestellt. Die Übereinstimmung ist zufriedenstellend. Die Gültigkeit von Gl. (3.10) wurde in /90/ auch für weitere Betongüten und -feuchten nachgewiesen.

3.3.4 Dehnung unter der Zylinderdruckfestigkeit

Die Tieftemperaturabhängigkeit der Druckdehnung des Betons unter der Zylinderdruckfestigkeit kann ebenfalls in der Form wie Gl. (3.9) approximiert werden:

$$\epsilon_{c, \vartheta} = \epsilon_{c0} + \Delta \epsilon_{c, \vartheta} \quad (3.11)$$

Da die Bruchdehnung bei - 80 °C ein Maximum aufweist, muß ihre Beschreibung für die folgenden beiden Temperaturbereiche getrennt erfolgen.

$$\epsilon_{c, \vartheta} = \epsilon_{c0} - \left[1 - \left(\frac{\vartheta + 80}{100} \right)^2 \right] \cdot \frac{u_m}{5} \quad (3.12)$$

$$\epsilon_{c, \vartheta} = \epsilon_{c0} - \frac{\vartheta + 170}{90} \cdot \frac{u_m}{5} \quad (3.13)$$

Die Auswertung von Gln. (3.12) und (3.13) für einen konkreten Beton bei Berücksichtigung unterschiedlicher Lagerungsbedingungen und der damit verbundenen unterschiedlichen Feuchtigkeitsgehalte erfolgt in Bild 3.7. Zusätzlich sind in diesem Bild Versuchsergebnisse aus /90/ den Rechenergebnissen gegenübergestellt.

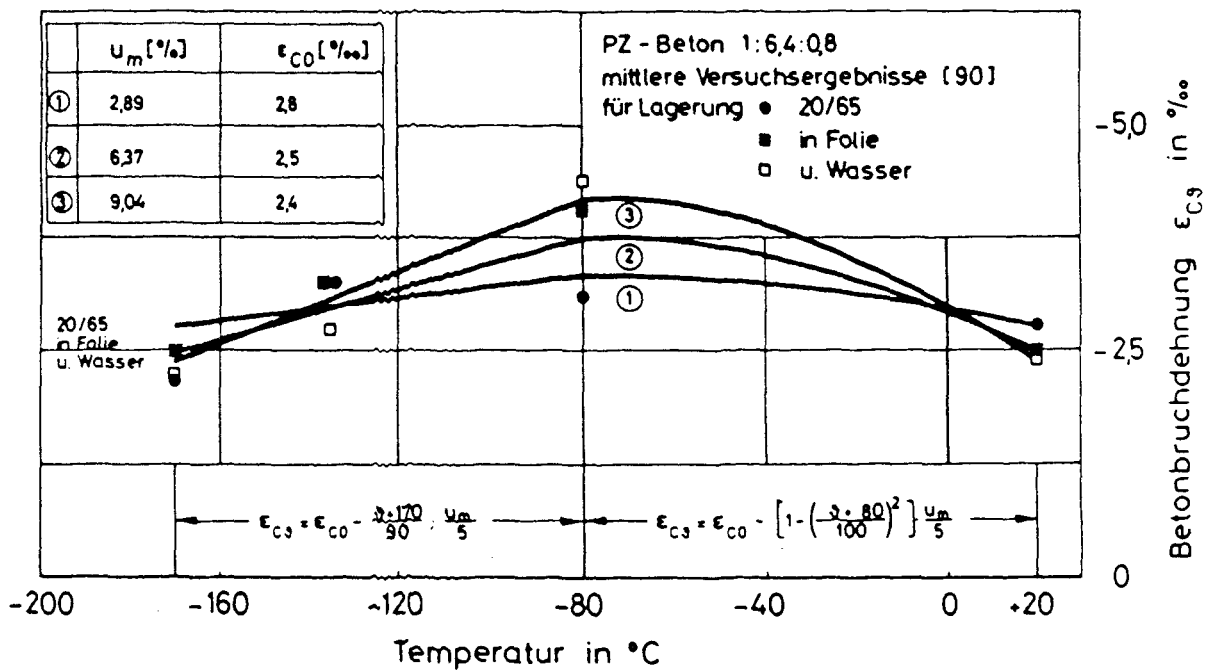


Bild 3.7: Beton-Bruchdehnung in Abhängigkeit von Betonfeuchte und Temperatur - Vergleich Versuch und Rechnung

3.3.5 Elastizitätsmodul

Der Temperatureinfluß auf den Elastizitätsmodul von Beton kann in gleicher Weise wie der auf die Zylinderdruckfestigkeit und auf die Bruchdehnung formuliert werden:

$$E_{b\theta} = E_{b0} + \Delta E_{b\theta} \quad (3.14)$$

Dabei ist E_{b0} der Beton-Druckelastizitätsmodul bei RT. Die tieftemperaturbedingte Steigerung des Elastizitätsmoduls $\Delta E_{b\theta}$ ist proportional zur Betonfeuchte und zur Temperatur.

$$E_{b\theta} = E_{b0} + 4 u_m \frac{20 - \theta}{190} \quad (3.15)$$

Bild 3.8 zeigt die Gegenüberstellung der Rechenergebnisse nach Gl. (3.15) mit Versuchsergebnissen aus /90/ für verschiedene Betonfeuchten.

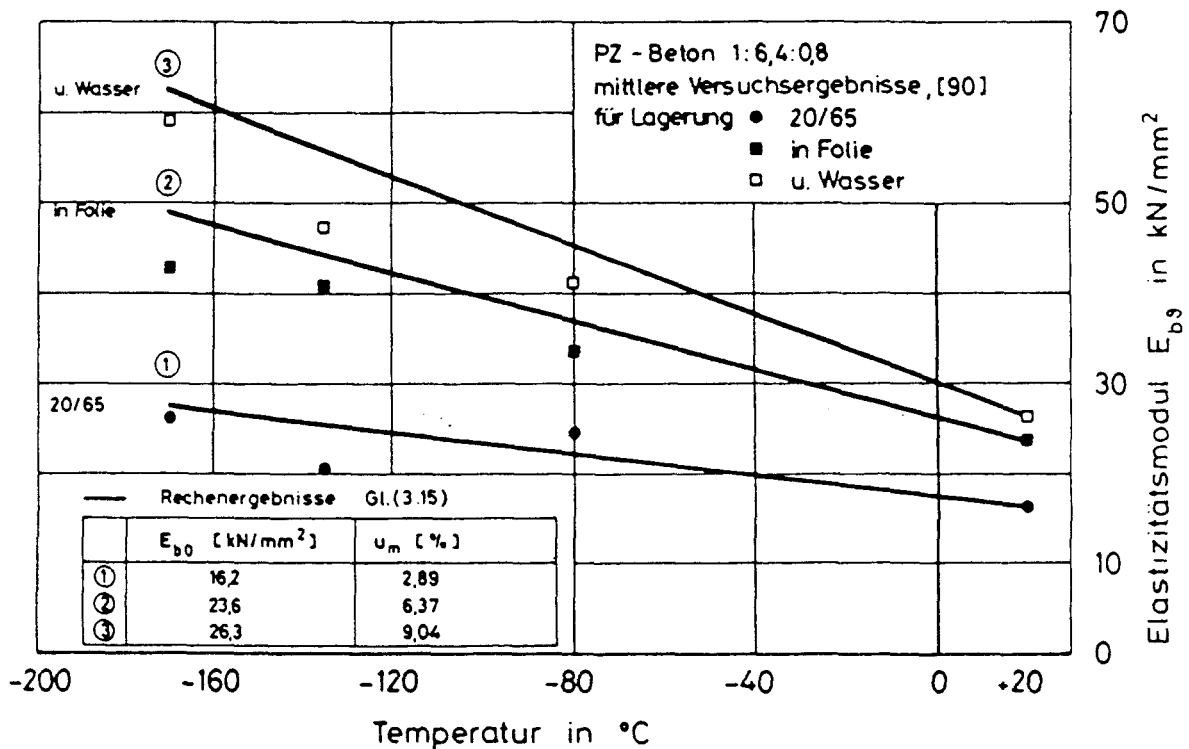


Bild 3.8: Druckelastizitätsmodul von Beton in Abhängigkeit von Betonfeuchte und Temperatur - Vergleich Versuch und Rechnung

3.3.6 Spannung-Dehnungs-Linie für zentrischen Druck

Die Spannung-Dehnungs-Linien des Betons für mittigen Druck können bei RT als parabolisch verlaufend beschrieben werden. Bei sinkenden Temperaturen zeigt sich ein zunehmend gradliniger Verlauf. Eine Approximation dieses Verhaltens gelingt mit folgendem Rechenansatz:

$$\frac{\sigma}{\beta_{cs}} = 1 - \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_{cs}}\right)^n \quad (3.16)$$

$$\text{mit } n = 1 + \frac{9 + 170}{170} ; 1 \leq n \leq 2$$

β_{Cg} und ϵ_{Cg} sind mit Gln. (3.10), (3.12) und (3.13) berechenbar, so daß eine vollständige analytische Beschreibung der σ - ϵ -Linien möglich wird. Ein Vergleich zwischen Berechnungs- und Versuchsergebnissen aus /90/ zeigt Bild 3.9.

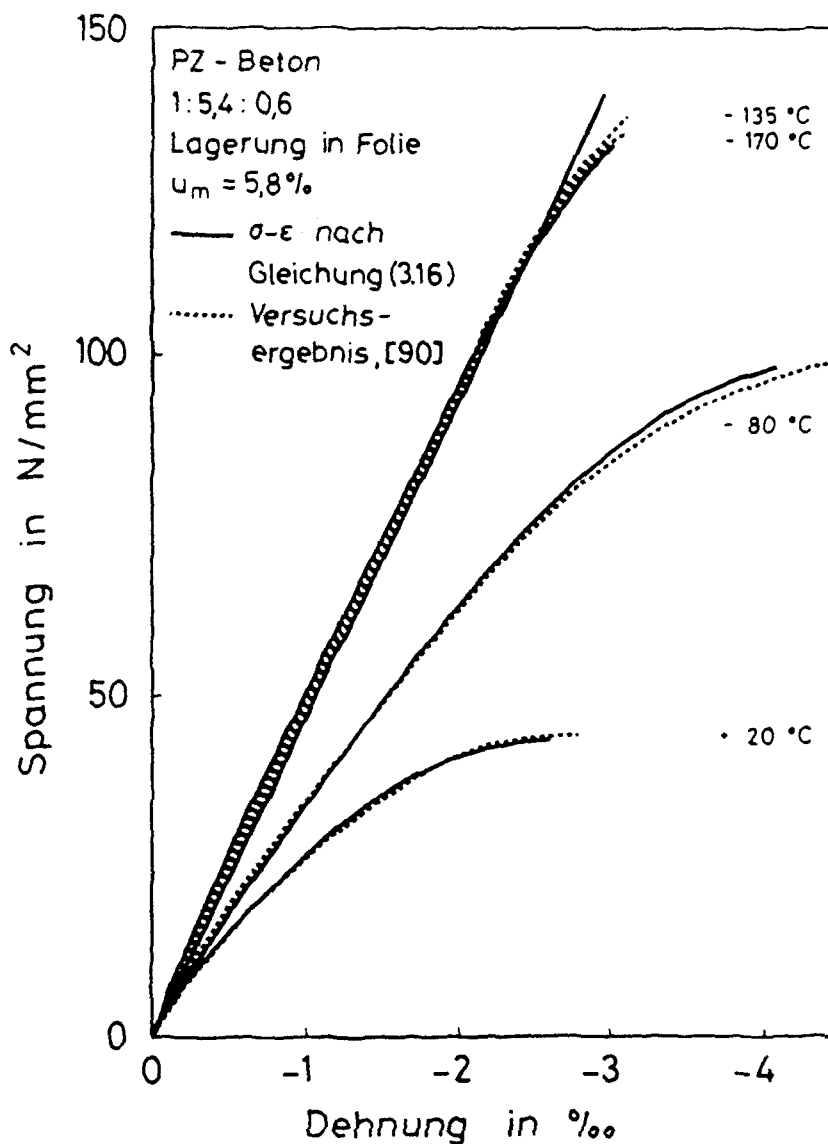


Bild 3.9: Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton in Abhängigkeit von der Temperatur - Vergleich Versuch und Rechnung

3.3.7 Zugfestigkeit

Die abgesicherte analytische Beschreibung der Zugfestigkeit ist zur Zeit nur für die Spaltzug- und die Biegezugfestigkeit möglich. Diese erfolgt in Anlehnung an den CEB-FIP-Model Code:

$$\beta_{sz,s} = c \cdot \beta_{cs}^{2/3} \quad (3.17)$$

mit $c = 0,3$ bis $0,56$; $c_m = 0,43$.

Eine Gegenüberstellung dieses Rechenansatzes mit Versuchsergebnissen aus /90/ zeigt Bild 3.10. Die Grenzkurven umschließen die Versuchsergebnisse. Dabei ist zu beachten: Zwischen Mittelwert und unterer Grenzkurve sind die bei $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ und an normalgelagerten Proben ermittelten Versuchsergebnisse zu finden, zwischen Mittelwert und oberer Grenzkurve die an wassergesättigten und versiegelten Proben und bei TT ermittelten.

In /85/ wurde die Betonbiegezugfestigkeit bei TT an Proben $15/15/70\text{ cm}^3$ untersucht. Im Bild 3.11 ist die Betonrandspannung in Abhängigkeit von der Betonranddehnung bis zum Bruch bei tiefen Temperaturen aufgetragen. Der auf Zug beanspruchte Beton zeigt über den gesamten Temperaturbereich ein nahezu ausgeprägtes linear-elastisches und sprödes Verformungsverhalten. Für die Verknüpfung von Biegezugfestigkeit und Zylinderdruckfestigkeit erhält man unter Verwendung des CEB-FIP-Model Codes den folgenden Ansatz:

$$\beta_{BZ,s} = c \cdot \beta_{cs}^{2/3} \quad (3.18)$$

mit $c = 0,46$ bis $0,95$; $c_m = 0,71$

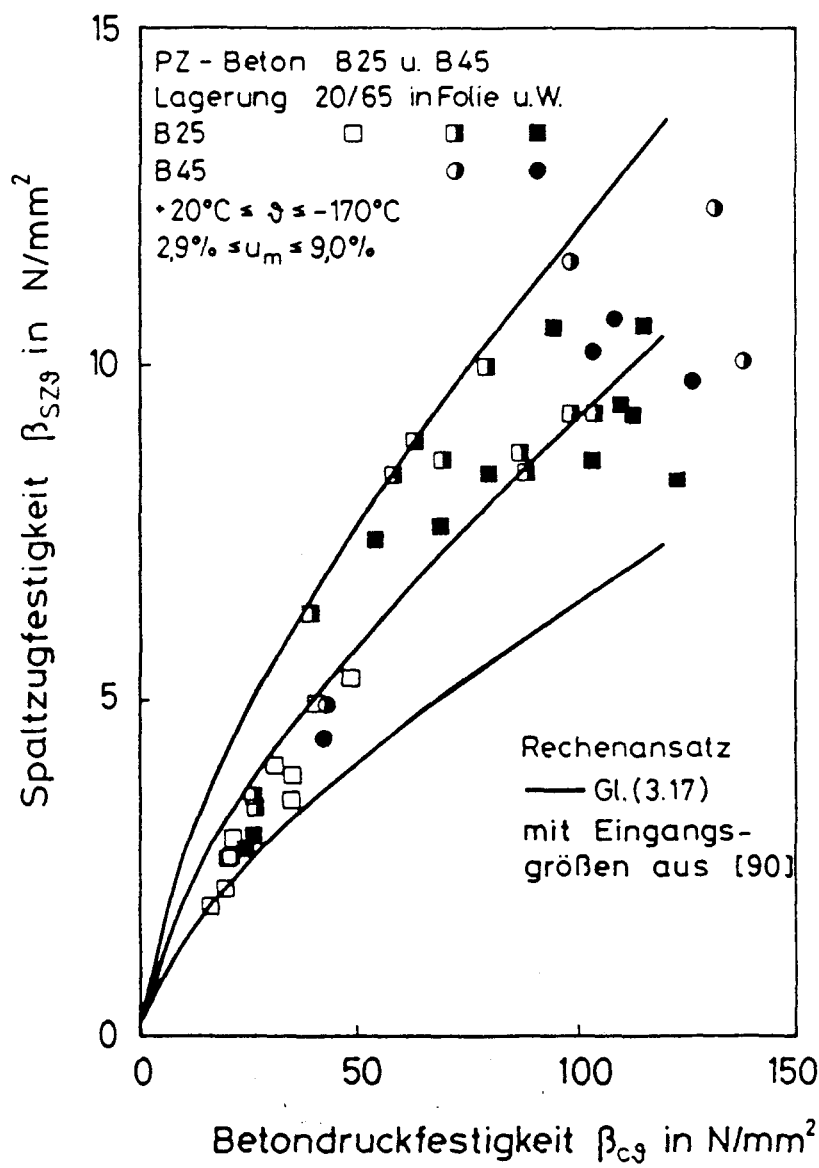


Bild 3.10 Zusammenhang zwischen Zylinderdruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit von Beton bei tiefen Temperaturen

Das Bild 3.12 zeigt den Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Ergebnis nach Gl. (3.18). Aus den Gln. (3.17) und (3.18) läßt sich unter Ansatz der Mittelwerte des Faktors c der Zusammenhang zwischen der Spaltzugfestigkeit und der Biegezugfestigkeit bei TT ermitteln.

$$\frac{\beta_{sz,3}}{\beta_{BZ,3}} = 0,61$$

(3.19)

In /96/ wird für RT der Quotient $\beta_{SZ}/\beta_{BZ} = 0,60$ genannt. Der Zusammenhang zwischen Spaltzug- und Biegezugfestigkeit ist damit bei RT und TT näherungsweise gleich groß. Es ist zu beachten, daß die Gln. (3.18) und (3.19) zunächst nur für einen foliengelagerten Beton der Güte B 25 gültig sind. Die Übertragbarkeit der Ansätze auf höhere Betongüten bzw. auf Betone unterschiedlicher mittlerer Feuchte ist durch weitere Versuche abzusichern.

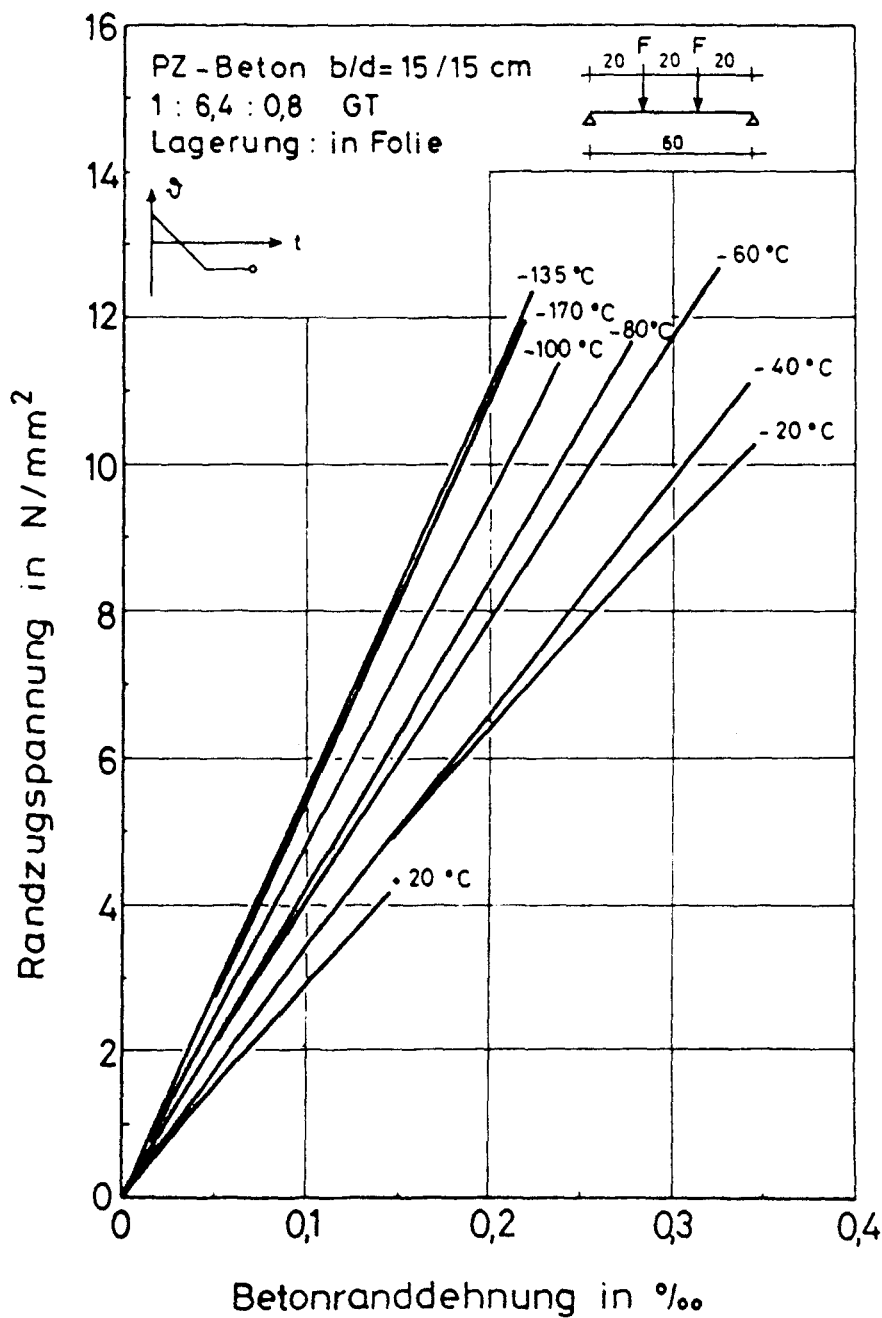


Bild 3.11: Betonrandspannung in Abhängigkeit von der Betonranddehnung bis zum Bruch bei tiefer Temperatur

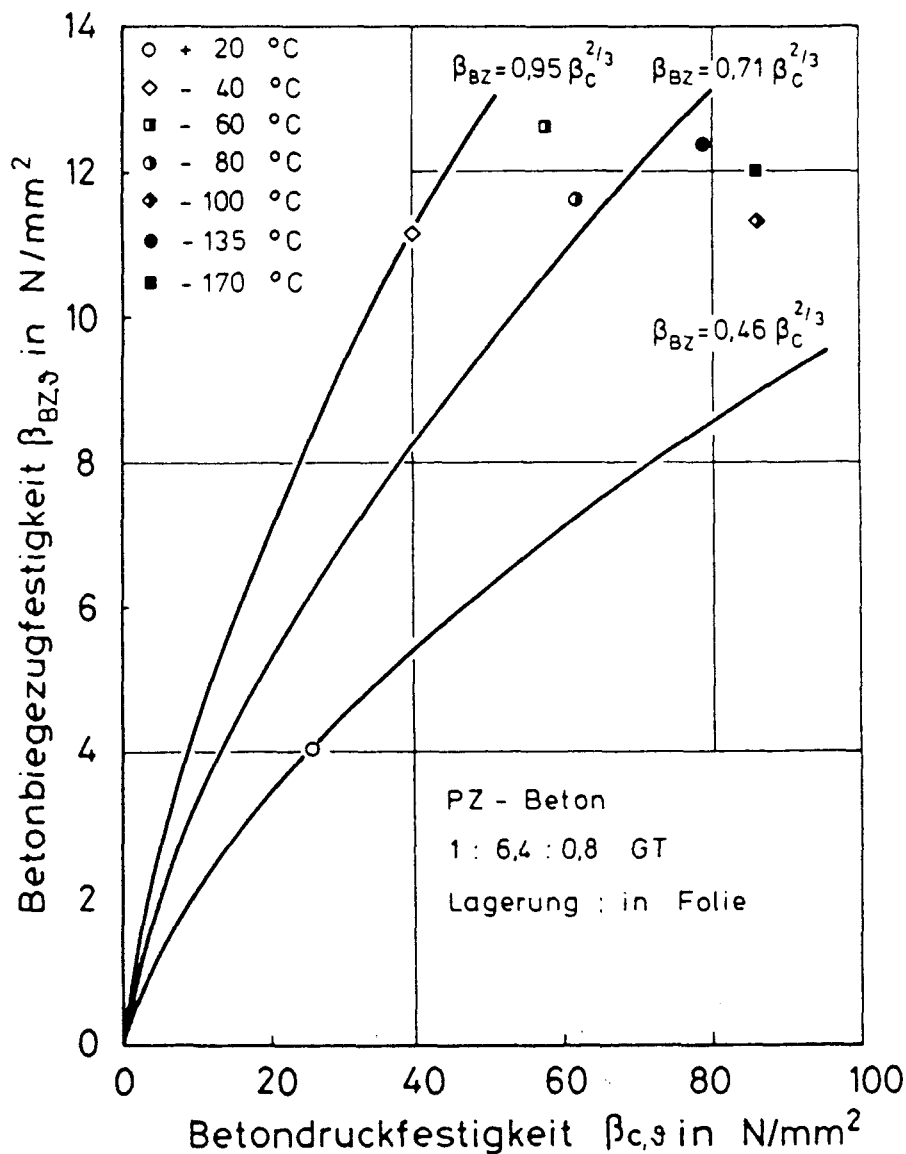


Bild 3.12: Zusammenhang zwischen Biegezugfestigkeit und Zylinderdruckfestigkeit des foliengelagerten Betons (B 25) bei tiefer Temperatur

Zusätzlich wurde in /85/ der Zugelastizitätsmodul bei TT untersucht, ermittelt an Betonproben 15/15/70 cm³. Im Bild 3.13 ist das mittlere Versuchsergebnis in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt. Vergleichend ist das Berechnungsergebnis nach Gl. (3.15) eingetragen, das den Druckelastizitätsmodul bei TT beschreibt. Das Bild zeigt eine gute Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis. Zug- und Druckelastizitätsmodul (Sekantenmodul bis $\beta_c/3$) von Beton sind bei TT annähernd gleich groß.

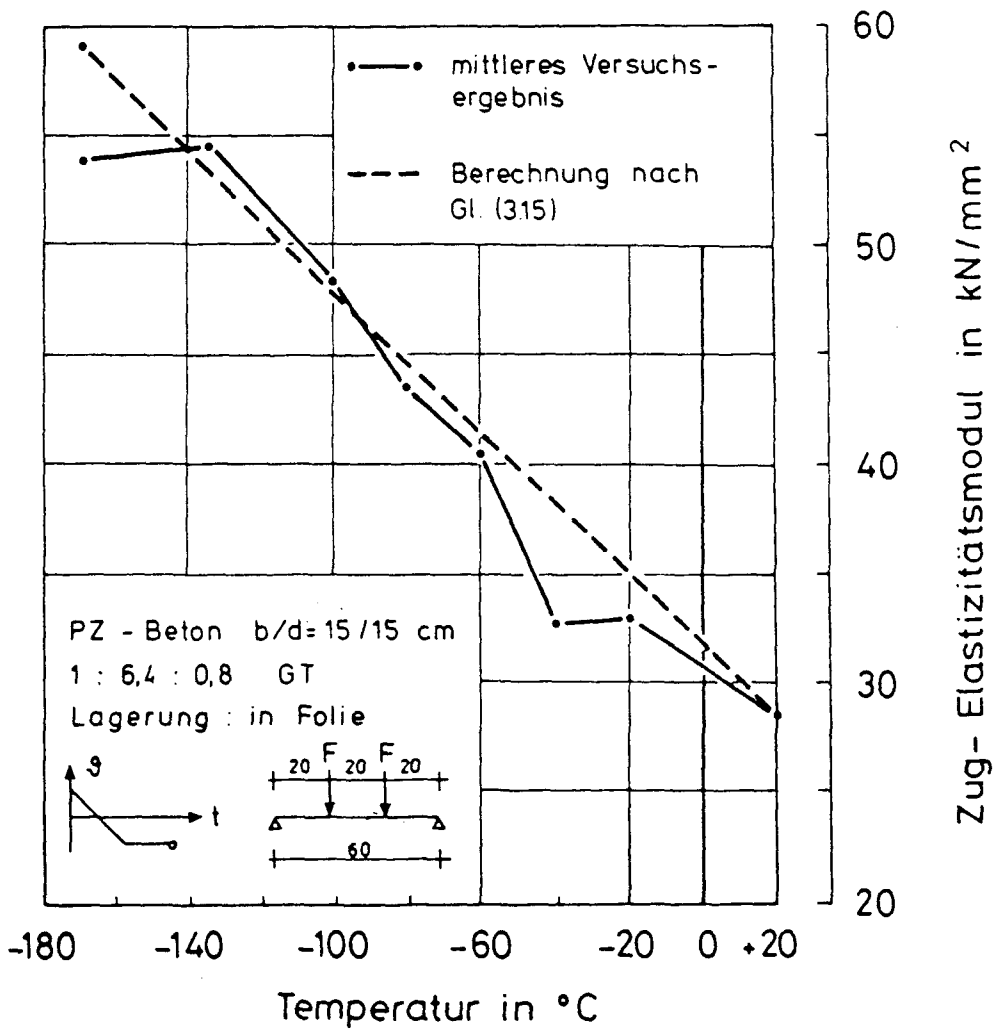


Bild 3.13: Zug-Elastizitätsmodul des Betons (B 25) bei tiefer Temperatur; Versuch - Berechnung

Die Biegezugbruchdehnung von Beton hat im Tieftemperaturbereich $\vartheta = -20$ bis -40 °C ein ausgeprägtes Maximum /85/. Die Tieftemperaturabhängigkeit der Zugbruchdehnung des Betons (B 25, Lagerung in Folie) läßt sich näherungsweise durch zwei Geraden beschreiben (Bild 3.14):

$$\epsilon_{zu,\vartheta} = \epsilon_{zu,0} \left(1 + 1,35 \cdot \frac{20 - \vartheta}{40} \right) \quad (3.20)$$

für -20 °C $\leq \vartheta \leq +20$ °C

$$\epsilon_{zu,\vartheta} = \epsilon_{zu,0} \left(1,45 + 0,90 \frac{\vartheta + 170}{150} \right) \quad (3.21)$$

für $-170\text{ °C} \leq \vartheta \leq -20\text{ °C}$

mit $\epsilon_{zu,0}$ = Biegezugbruchdehnung bei RT

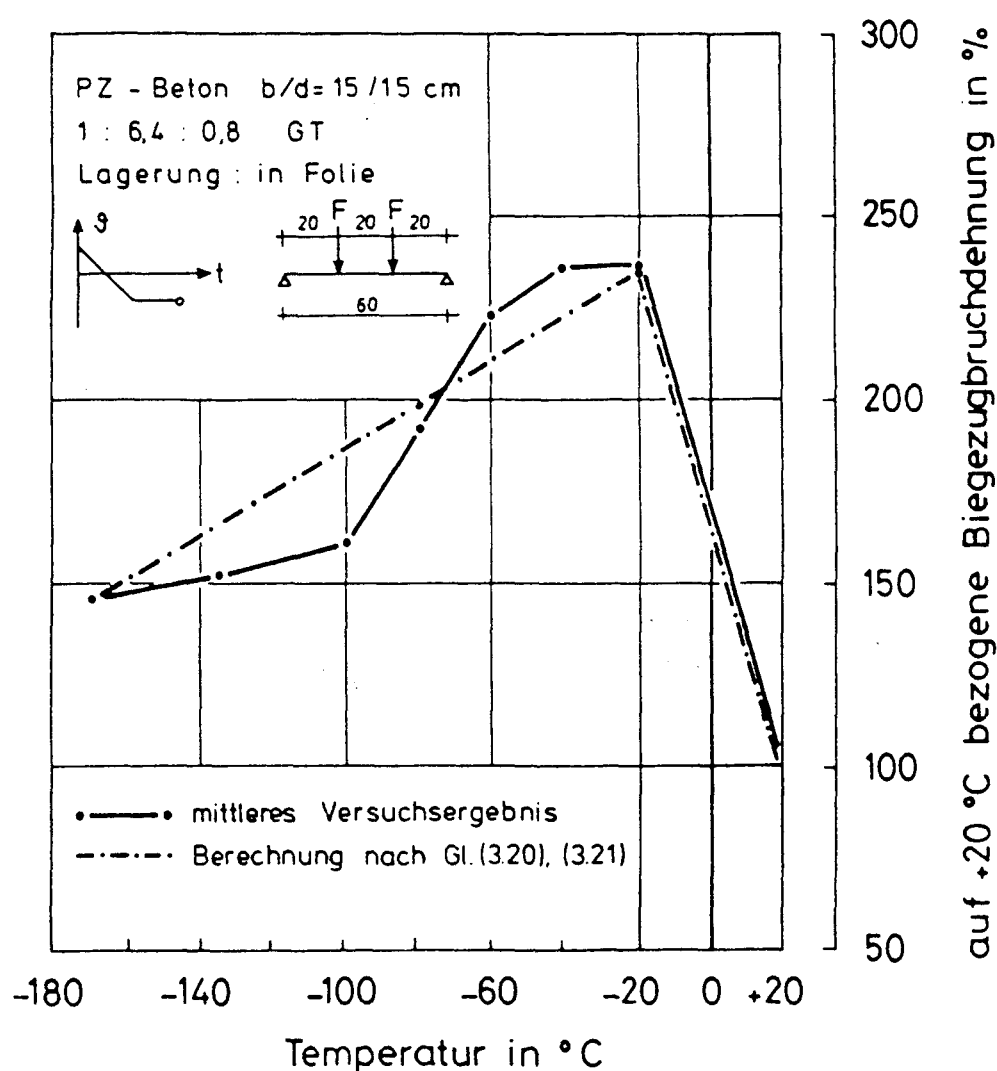


Bild 3.14: Bezogene Biegezugbruchdehnung $\epsilon_{bZ,u}(\vartheta)/\epsilon_{bZ,u}(+20\text{ °C})$ des Betons (B 25) bei tiefer Temperatur;
 Versuch - Berechnung

3.3.8 Temperaturdehnverhalten

Eine allgemeingültige analytische Beschreibung des Temperaturdehnverhaltens, abhängig von den wesentlichen Parametern, ist noch nicht gelungen. Solange die thermischen Dehnungen im Temperaturbereich - 20 °C bis - 60 °C keine Expansionen aufweisen, kann die Kontraktion des Betons in Abhängigkeit vom W/Z-Faktor beschrieben werden:

$$\epsilon_{b, \vartheta} = \alpha_{b, \vartheta} (\vartheta - 20) \quad (3.22)$$

$$\alpha_{b, \vartheta} = \left(\frac{273 + \vartheta}{6,55 \cdot w \cdot 10^{-10}} \right)^{\left(0,0088 - \frac{w}{100} \right)} \cdot 10^{-6} [^{\circ}\text{C}^{-1}] \quad (3.23)$$

mit $w = W/Z$ in GT

In /100/ wird die Gültigkeit der Gln. (3.22) und (3.23) in Abhängigkeit vom W/Z-Faktor über Grenzfeuchten des Betons definiert.

Die Ergebnisse der Gln. (3.22) und (3.23) sind in Bild 3.15 einem typischen Versuchsergebnis aus /90/ gegenübergestellt.

Für die Beschreibung des thermischen Dehnverhaltens im TT-Bereich von Beton mit hohen Feuchtegehalten und von vorgespannten Betonen kann hier noch kein allgemeiner Rechenansatz angegeben werden.

3.3.9 Einfluß zyklischer Temperaturbeanspruchungen auf die mechanischen Kenn- daten von Beton

Wenn der Beton eine geringe bis mittlere Feuchte aufweist und somit im Tieftemperaturbereich - 20 °C bis - 60 °C keine Expansionen eintreten, kann der entfestigende Einfluß zyklischer Temperaturbeanspruchungen vernachlässigt werden. In Näherung können Gln. (3.9) bis (3.23) verwendet werden.

Bei feuchten Betonen hingegen führen Tieftemperaturzyklen zu Gefügeschäden. In Abhängigkeit von der Feuchte und der Zyklenanzahl muß bei diesen Betonen eine drastische Abnahme der bei RT gemessenen, restlichen Festigkeiten beachtet werden, vgl. /95, 117/.

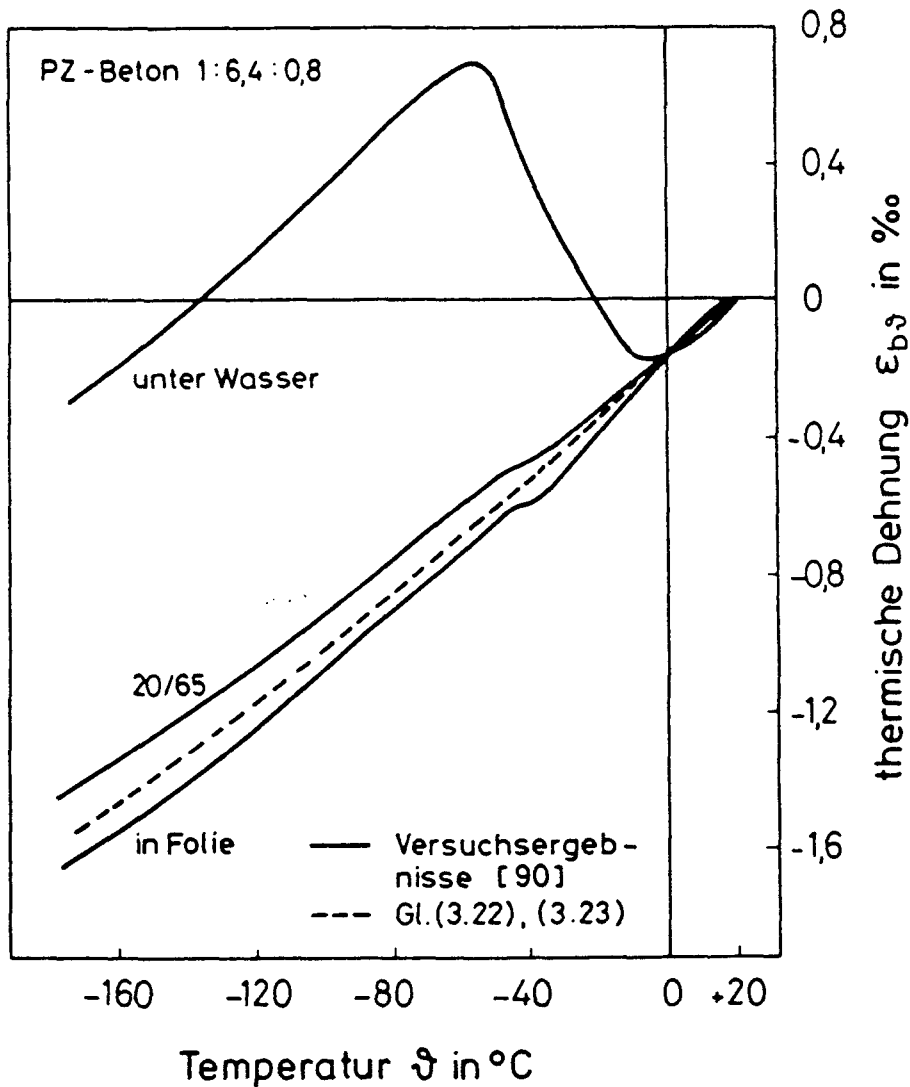


Bild 3.15: Thermische Dehnung von Beton mit $W/Z = 0,8$ in Abhängigkeit von der Feuchte

3.3.10 Weitere Beton-Eigenschaften

Über weitere Eigenschaften von Beton bei tiefen Temperaturen wie Kriechen, Temperaturleitfähigkeit, spezifische Wärmekapazität, Wärmeübergangszahl und Permeabilität (Gasdurchlässigkeit) wird in /24, 98/ ein Überblick über den Stand der Kenntnisse gegeben. Dieser ist gering, so daß eine analytische Beschreibung z.Z. noch nicht gelingt. Die endgültige Klärung des Einflusses tiefer Temperaturen auf diese Kenndaten steht noch aus /117/.

4. ZUSAMMENWIRKEN VON BETON UND BEWEHRUNG BEI TIEFER TEMPERATUR

4.1 Modell zur Beschreibung des Verbundverhaltens bei tiefer Temperatur

4.1.1 Überblick

Verglichen mit dem Kenntnisstand zum Materialverhalten der Einzelkomponenten der Baustoffe Stahl- und Spannbeton für den Bereich tiefer Temperaturen ist jener zum Verbundverhalten gering. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurde daher das TT-Verbundverhalten umfangreich untersucht /90, 88, 92/. Die Veränderungen des Verbundverhaltens bei TT gegenüber RT lauten in Stichworten:

- Tieftemperaturzyklen beeinflussen die Verbundfestigkeit in nur geringem Maße, wenn die vollständige Sättigung des Porensystems verhindert wird.
- Durch tiefe Temperaturen wird der Verbund zunehmend verfestigt und versteift. Dies geschieht bei Beton mit geringer Festigkeit ausgeprägter als bei hochfestem Beton.
- Die Betonfeuchte übt auf die Größe der tieftemperaturbedingten Steigerung des Verbundwiderstandes den entscheidenden Einfluß aus.
- Unter - 120 °C verändert sich das Verbundverhalten grundlegend. Schon bei geringer Beanspruchung treten schlagartige Relativverschiebungen auf, deren Häufigkeit und Größe von der Beanspruchungshöhe und der Betondeckung abhängen. Diese Verschiebungssprünge sind auf die veränderten Verformungsmechanismen der Verbundzone zurückzuführen.
- Das Verformungsvermögen der Verbundzone wird bei großer Betondeckung durch Temperaturabsenkung anfänglich gesteigert und sinkt ab Temperaturen unter - 100 °C wieder auf die bei RT gültigen Werte. Dabei wird bei extrem tiefer Temperatur die Größe der maximalen Verschiebung im wesentlichen durch große Verschiebungssprünge bestimmt.
- Die Bildung von Längsrissen und das Verbundversagen durch Sprengbruch wird bei kleinen Betondeckungen durch tiefe Temperaturen deutlich gefördert. Das Verformungsvermögen der Verbundzone nimmt bei kleinen Betondeckungen durch tiefe Temperaturen drastisch ab.
- Eine Querbewehrung kann das Auftreten von Längsrissen nicht verhindern. Sie verschiebt aber das Auftreten von Sprengbrüchen in Abhängigkeit von der Menge der Querbewehrung zu tieferen Temperaturen.

- Der bei RT festgestellte Einfluß von Stahlprofilierung bleibt bei TT erhalten.
- Die Temperaturbeanspruchung von bei RT vorbelasteten Verbundkörpern ist ohne Einfluß.
- Die direkte Proportionalität zwischen Verbundspannungen und der Betondruckfestigkeit ist für den Bereich tiefer Temperaturen nicht gesichert. Näherungsweise kann bei großen Betondeckungen zwischen Verbundfestigkeit und Betondruckfestigkeit auch im Tieftemperaturbereich Proportionalität vorausgesetzt werden.
- Ein Bezug zwischen TT-Betonzugfestigkeit und der τ_v -v-Beziehung besteht nicht.

Zur Beschreibung der Verformungen und der Ribbildung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen im Zustand II wählt man heute bevorzugt den sogenannten verbundorientierten Weg. Hierzu ist ein Stoffgesetz des verschieblichen Verbundes erforderlich.

Im folgenden wird ein finites Stoffgesetz des Verbundes für den TT-Bereich formuliert, das aus den Ergebnissen der TT-Ausziehversuche /88, 90, 92/ abgeleitet wird. Gegenüber den Beobachtungen werden gewisse Idealisierungen erforderlich.

4.1.2 Rechenansatz der τ_v -v-Beziehungen

Die Ableitung eines Stoffgesetzes aus den τ_v -v-Beziehungen von Ausziehversuchen ist aus mehreren Gründen angreifbar: zum einen, weil man die konstante Verteilung der Verbundspannung über die Verbundlänge voraussetzt und zum anderen, weil sich der Spannungszustand im Ausziehkörper von dem in einem mit Rissen behafteten Stahlbetonbauteil unterscheidet. Trotz dieser Einschränkungen wird auch in dieser Arbeit so vorgegangen; die bisherige Erfahrung zeigt, daß dieses Vorgehen eine brauchbare Abschätzung der Ribbildung und des Verformungsverhaltens erlaubt.

Es wird von folgendem, für normale Temperaturen gebräuchlichen Stoffgesetz ausgegangen /66/:

$$\tau_v = \beta_w \cdot A \cdot v^N \quad (4.1)$$

Dieser Ansatz muß für den TT-Bereich erweitert werden:

- Der Verbundwiderstand muß auf die temperaturabhängige Betondruckfestigkeit bezogen werden, $\beta_{c\vartheta}$ nach Gl. (3.10).
- Die Koeffizienten des Rechengesetzes sind temperaturabhängig zu formulieren.

Das TT-Verbundgesetz wird wie folgt formuliert:

$$\tau_{v\vartheta} = \beta_{c\vartheta} \cdot a(\vartheta) \cdot v^{B(\vartheta)} \quad (4.2)$$

Hierin bedeuten:

$$a(\vartheta) = (C_1 + C_2 \cdot f_R) \cdot f_1(\vartheta)$$

C_1 : Reibungsanteil, abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit des Bewehrungsstabs zwischen den Rippen

$C_2 \cdot f_R$: Scheranteil, abhängig von der bezogenen Rippenfläche

$$B(\vartheta) = C_3 \cdot f_2(\vartheta)$$

Die Koeffizienten $a(\vartheta)$ und $B(\vartheta)$ der Gl. (4.2) wurden durch Regression der Versuchsergebnisse bestimmt, vgl. /92/. Dabei zeigte sich, daß $a(\vartheta)$ und $B(\vartheta)$ mit sinkender Temperatur nahezu linear zunehmen und daß zwischen $a(\vartheta)$ und der bezogenen Rippenfläche Proportionalität besteht. Der Einfluß von Betonfeuchte, Betondeckung und Querbewehrung kann nicht angegeben werden.

Die Koeffizienten ergeben sich wie folgt:

$$C_1 = 0,06$$

$$C_2 = 8,64 \pm 2,0$$

$$C_3 = 0,46 \pm 0,1$$

(4.3)

$$f_1(\vartheta) = 1 - 0,68 \frac{\vartheta - 20}{190}$$

$$f_2(\vartheta) = 1 - 0,39 \frac{\vartheta - 20}{190}$$

Die Mittelwerte der Koeffizienten C_2 und C_3 wurden mit einer Bandbreite ΔC_2 , ΔC_3 versehen, um die Streuung der Versuchsergebnisse zu erfassen.

Das TT-Verbundgesetz Gl. (4.2) mit den Koeffizienten nach Gl. (4.3) gilt mit folgenden Einschränkungen:

- Zugrichtung = Betonierrichtung
- Betondeckung $c \geq 2 d_s$
- Stabdurchmesser $8 \text{ mm} \leq d_s \leq 18 \text{ mm}$
- $0,058 \leq f_R \leq 0,087$
- max. Relativverschiebung $\max v \leq 0,3 \text{ mm}$

Durch Bezug der Verbundspannung auf die temperaturabhängige Betondruckfestigkeit wird eine allgemeine Darstellung des TT-Verbundgesetzes möglich. Dies zeigt Bild 4.1 in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche und für die Temperaturen $+ 20 \text{ }^\circ\text{C}$ und $- 170 \text{ }^\circ\text{C}$. Neben den Mittelwerten sind auch die Grenzwerte der Bandbreite aufgetragen.

Die angegebene große Bandbreite des TT-Verbundgesetzes mag bei der Anwendung in konkreten Fällen nicht befriedigen. Eine Einschränkung dieser Bandbreite wird möglich, wenn folgende im Versuch beobachteten Tendenzen beachtet werden:

- bei großen Betondeckungen ($c/d_s = 5,0$) gilt:
 $C_2 = 8,64 \div 10,64$ und $C_3 = 0,46$
- bei kleinen Betondeckungen ($c/d_s = 2,0$) gelten mittlere Koeffizienten
- für Betone mit hoher Festigkeit ergeben sich steife Verbundgesetze:
 $C_2 = 6,84 \div 8,64$ und $C_3 = 0,36$
- bei sehr feuchten Betonen gelten im Tieftemperaturbereich:
 $C_2 = 6,84$ und $C_3 = 0,36$

Während die dargestellten bezogenen τ_v -v-Linien im definierten Verschiebungsbereich $0 \leq v \leq 0,3 \text{ mm}$ für RT uneingeschränkte Gültigkeit besitzen, gilt dies bei TT nicht mehr. Die in den TT-Versuchen beobachteten Diskontinuitäten in den τ_v -v-Beziehungen und das Verbundversagen durch Sprengbruch erfordern die Einschränkung des Gültigkeitsbereiches auf Werte $v < 0,3 \text{ mm}$.

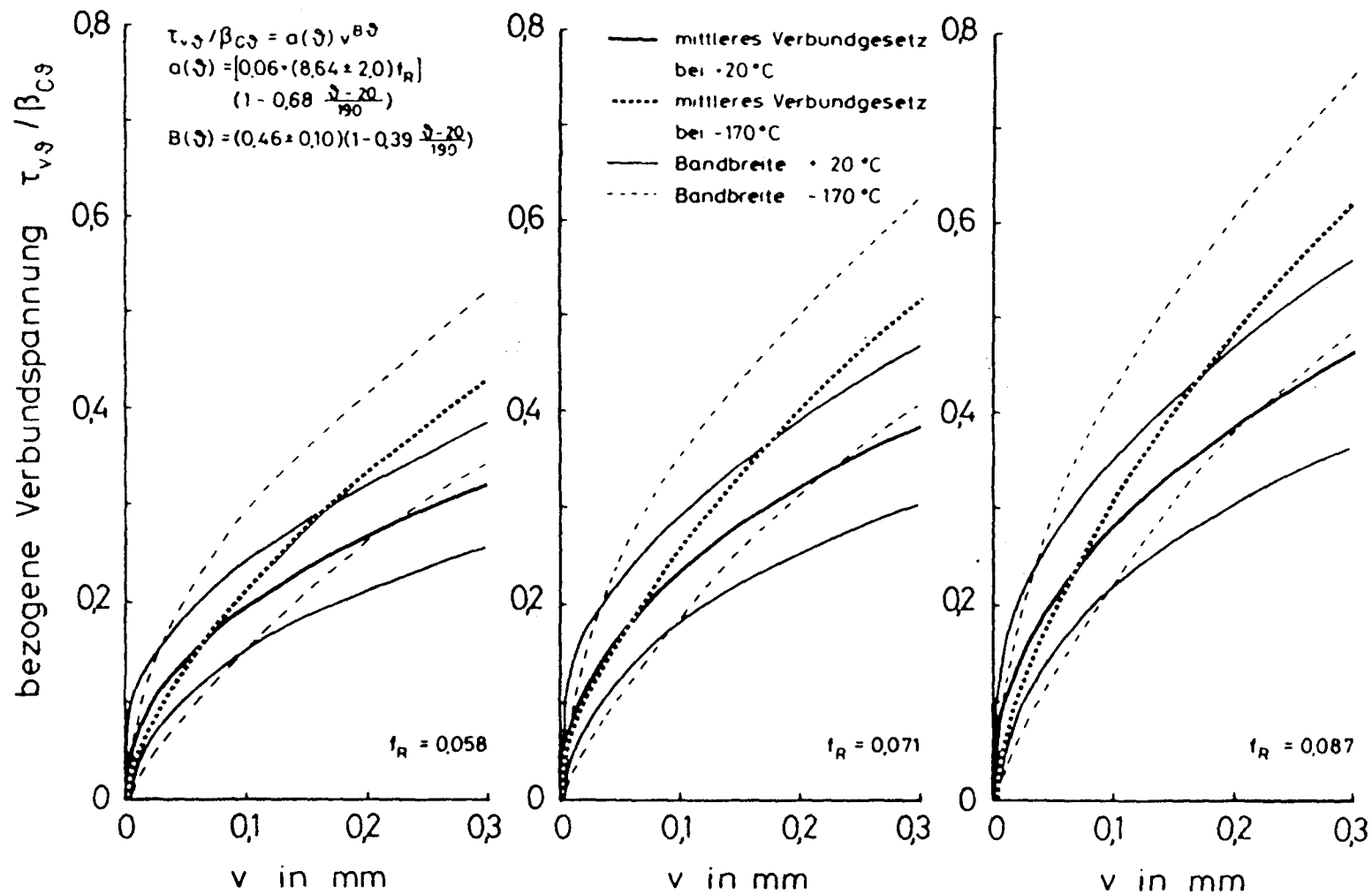


Bild 4.1: Verbundgesetze in Abhängigkeit von der Temperatur und der bezogenen Rippenfläche

4.1.3 Längsrißbildung

Bei der Beschreibung der Längsrißbildung kann von einem Modell ausgegangen werden, das das Tragverhalten der Verbundzone durch eine Kegelstumpfschale und einen Zugring idealisiert. Dabei übernimmt die Kegelstumpfschale die Einleitung der Verbunddruckstrebe σ_D und der Zugring den nach außen gerichteten Radialdruck σ_{rs} . Als Längsrißkriterium ergibt sich jene Verbundspannung, die zum Durchriß des Zugrings führt.

Bei der Anwendung dieses Modells im TT-Bereich ist das infolge TT veränderte Materialverhalten zu berücksichtigen, vgl. Bild 4.2:

- Der Beton versagt makroskopisch betrachtet spröde-elastisch. Die maßgebende Tragfähigkeit des Zugrings liefert bei TT demnach nach /109, 110/ der Spannungszustand gerissen-elastisch.
- Als rißauslösende Betonzugspannung wird die Spaltzugfestigkeit des Betons angenommen. Damit wird der steile Spannungsgradient der Ringzugspannungen und die in Mikrobereichen entstehende Zugplastifizierung näherungsweise erfaßt.
- Der Ausstrahlungswinkel der Betondruckstrebe wird i.M. mit $\alpha_m = 26^\circ$ angenommen.

Damit kann die Grenzspannung für den ungerissenen Zugring wie folgt formuliert werden:

$$\sigma_{\varphi s} = \sigma_{\varphi i s} = \sigma_{rs s} \frac{(b/a)^2 + 1}{(b/a)^2 - 1} \leq \beta_{sz, s} \quad (4.4)$$

mit $\beta_{sz, s}$ nach Gl. (3.17).

Überschreiten die Ringzugspannungen die temperaturabhängige Spaltzugfestigkeit des Betons, so reißt der Zugring von innen in Längsrichtung ein. Diese Längsrisse schlagen noch nicht bis zur Oberfläche durch, da durch die innere Längsrißbildung die Tragfähigkeit des verbleibenden intakten Zugrings zunächst gesteigert wird. Das Maximum der Tragfähigkeit des Zugrings ergibt sich, wenn

$$a^R/b = 0,486$$

und damit

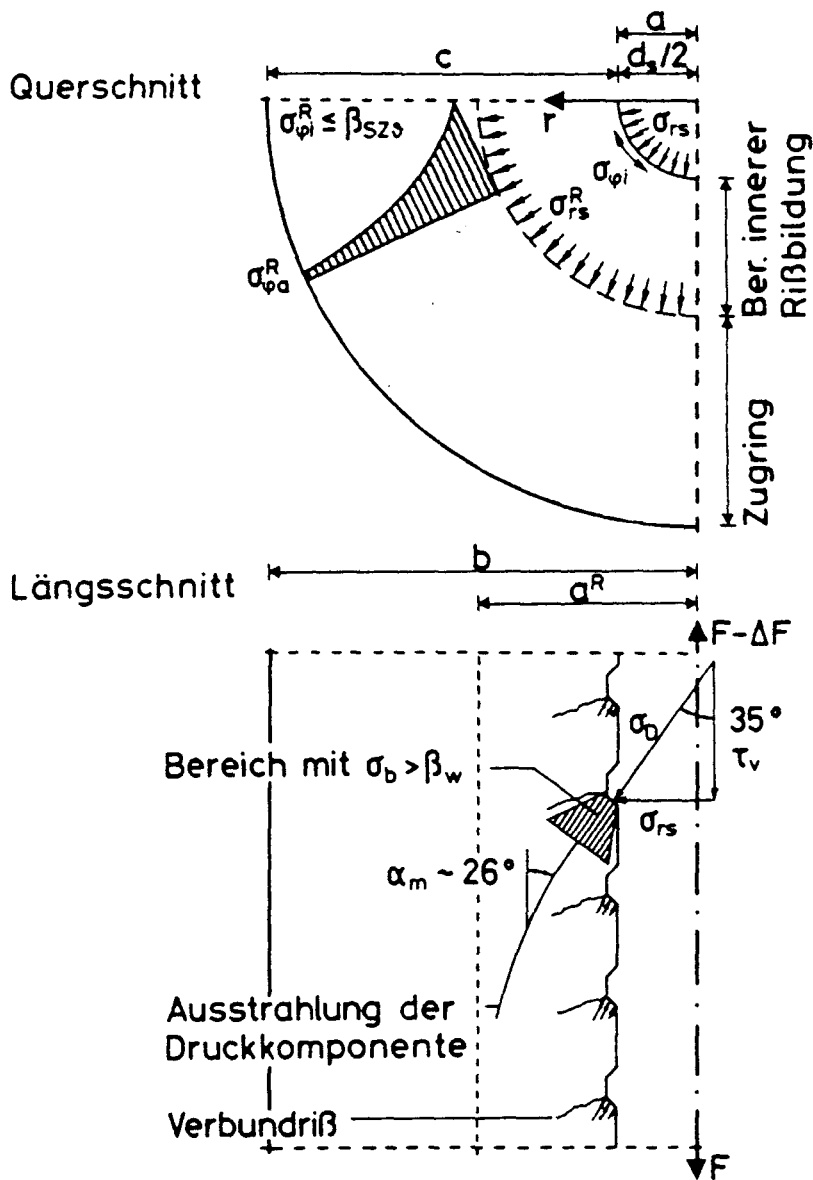


Bild 4.2: Ausstrahlung der Verbundkräfte in der Verbundzone, dargestellt an einer Rippe

$$\max \sigma_{\varphi\varphi}^R = \sigma_{\varphi i\varphi}^R = \sigma_{rs\varphi} \frac{d_s}{2 a^R} \frac{(b/a^R)^2 + 1}{(b/a^R)^2 - 1} \leq \beta_{sz,\varphi} \quad (4.5)$$

Mit Hilfe des mittleren Ausstrahlungswinkels α_m kann die anliegende Verbundspannung mit der radialen Druckspannung $\sigma_{rs\,g}$ und damit mit der maximalen Ringzugspannung $\sigma_{\varphi i\,g}^R$ gekoppelt werden.

$$\sigma_{rs\,g} = \tau_{v\,g}^R \tan \alpha_m \cong 0,5 \tau_{v\,g}^R \quad (4.6)$$

und mit Gln. (4.5) und (4.6) ist

$$\tau_{v\,g}^R = \beta_{sz\,g} \left(1,2 \frac{c}{d_s} + 0,6 \right) \quad (4.7)$$

Die zur Längsrißbildung führende Verbundspannung wird durch die Spaltzugfestigkeit des Betons und durch die Betondeckungszahl bestimmt.

Die Gegenüberstellung von Berechnung und Versuch zeigt Bild 4.3.

4.1.4 Verbundversagen

Die Ergebnisse der Ausziehversuche /92/ zeigten, daß sich vor dem Verbundversagen durch Sprengbruch in der Regel bei 90 % der Verbundfestigkeit durchgehende Längsrisse gebildet haben, vgl. Bild 4.4. Im Temperaturbereich - 40 °C bis - 80 °C ist der Abstand zwischen den Beanspruchungen, die zum Sprengbruch bzw. zu durchgehenden Längsrissen führen, allerdings nur gering. Koppelt man diese Beobachtungen an das Längsrißkriterium, Gl. (4.7), so ergibt sich die Verbundspannung, die zum Sprengbruch führt, wie folgt:

$$\tau_{vu\,g}^S = 1,1 \cdot \tau_{v\,g}^R = \beta_{sz\,g} \cdot 0,66 \left(2 \frac{c}{d_s} + 1 \right) \quad (4.8)$$

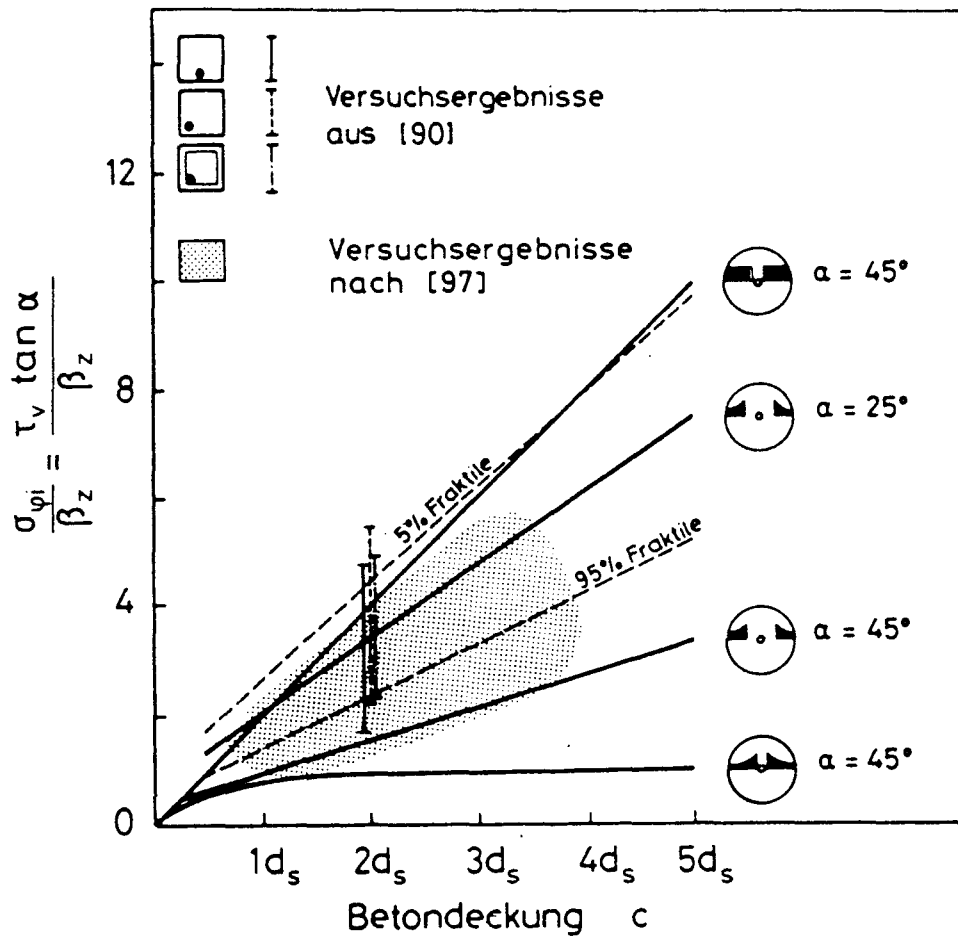


Bild 4.3: Vergleich von Berechnungsansätzen und Versuchsergebnissen zur Längsrißbildung

$$\tau_{vu,9}^S = \tau_{vu,9}^R = \beta_{sz,9} \cdot 0,6 \left(2 \frac{c}{d_s} + 1 \right) \quad (4.9)$$

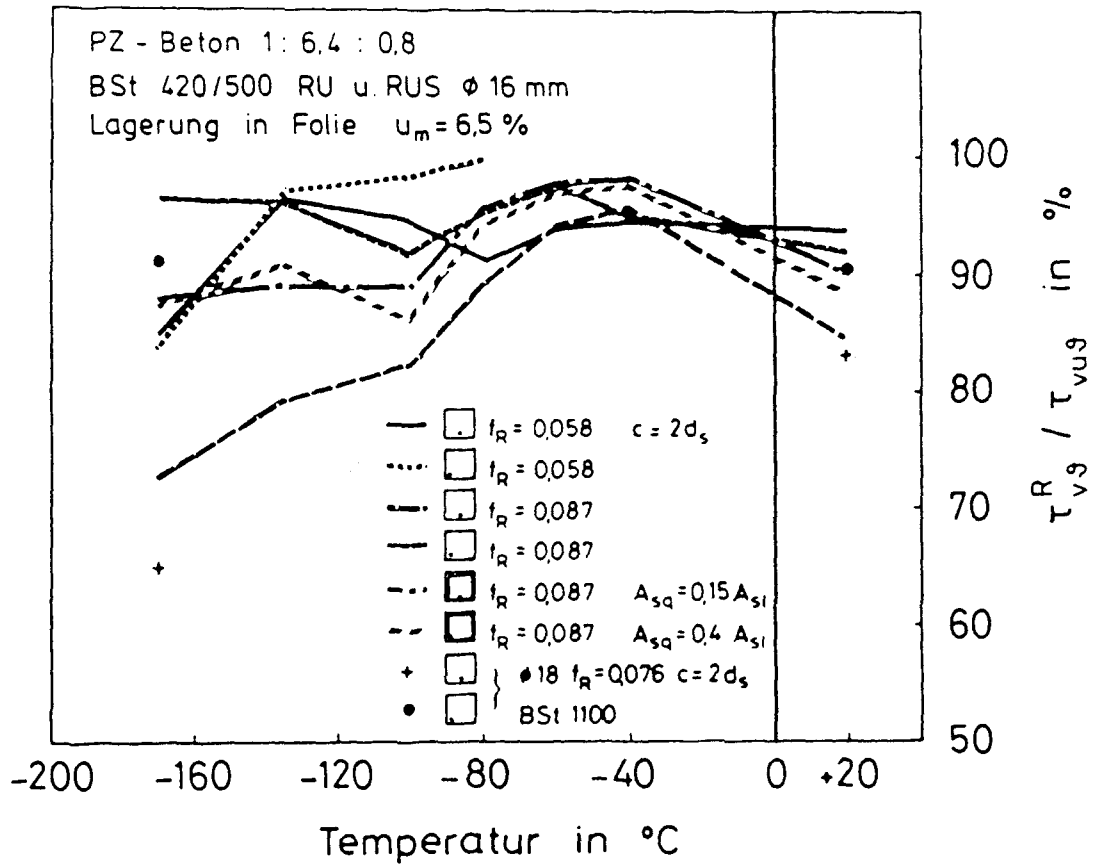


Bild 4.4: Bezogene Verbundspannung bei Längsrißbildung an der Oberfläche in Abhängigkeit von der Temperatur

Die Gegenüberstellung der Gl. (4.8) mit Versuchsergebnissen zum Sprengbruchversagen /92/ zeigt Bild 4.5. Hier sind für Temperaturen - 135 °C bis - 170 °C die Verbundspannungen τ_{vug}^S über der entsprechenden Stabendverschiebung v_u aufgetragen. Gl. (4.8) liefert eine zutreffende Abgrenzung.

Die Gleichungen (4.7) bis (4.9) besitzen natürlich nicht für beliebig große Betondeckungen Gültigkeit. Bei großer Betondeckung hat die äußere Betonschale eine ausreichende Tragfähigkeit, um den Längsriß aufzufangen. Das Verbundversagen tritt durch Gleitbruch ein.

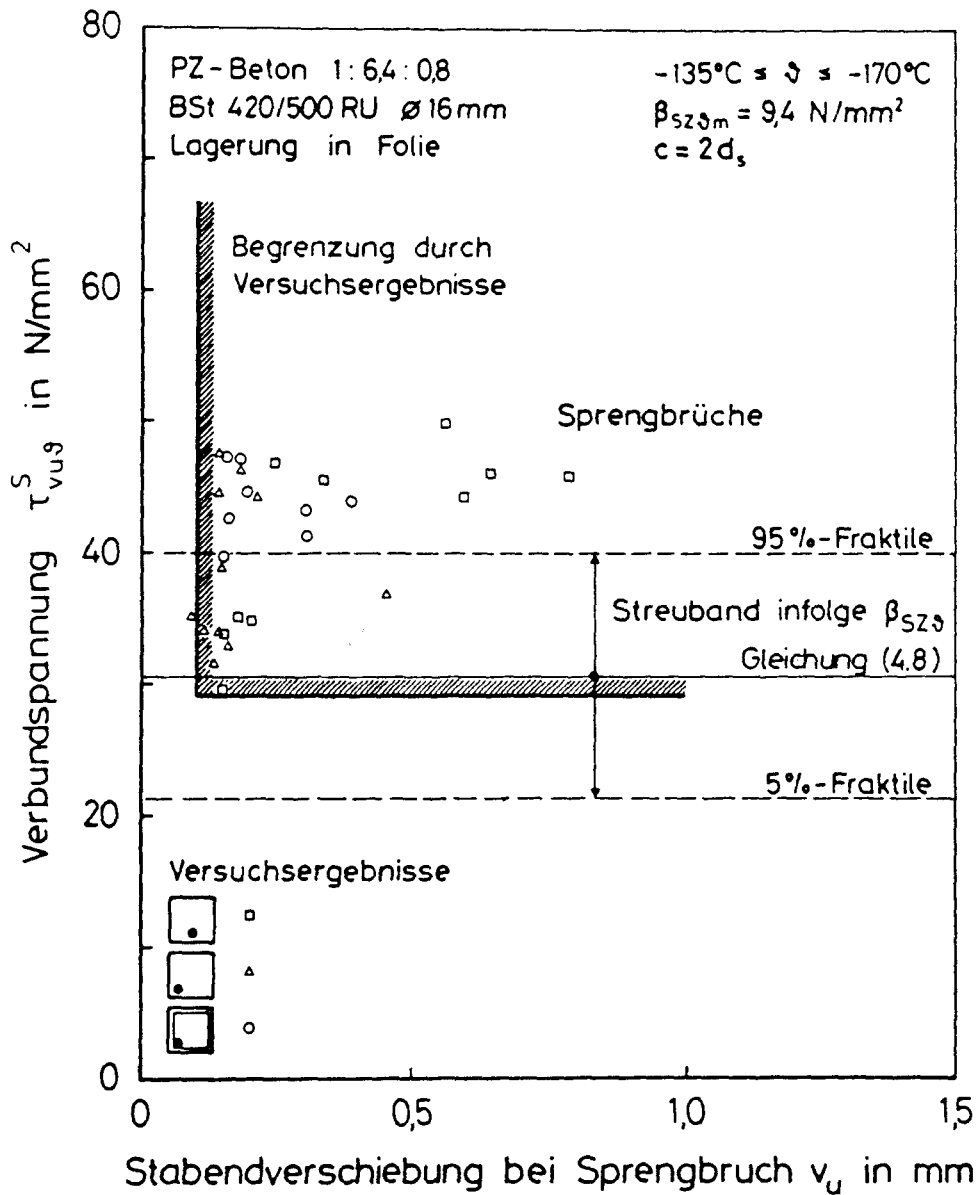


Bild 4.5: Beanspruchungszustand von Verbundkörpern bei Sprengbruchversagen für $\theta \leq -135^{\circ}\text{C}$

Versuche haben gezeigt, daß bei großer Betondeckung ($c = 5 d_s$) zwischen Be-
tondruckfestigkeit und Verbundfestigkeit nahezu Proportionalität besteht,
vgl. Bild 4.6. Auf der Grundlage dieser Versuchsergebnisse kann die Verbund-
spannung, die zum Gleitbruch ohne durchgehende Längsrisse führt, beschrieben
werden:

$$\tau_{vu9}^G = 0,47 \beta_{cs} \quad (4.10)$$

mit β_{cs} nach Gl. (3.10).

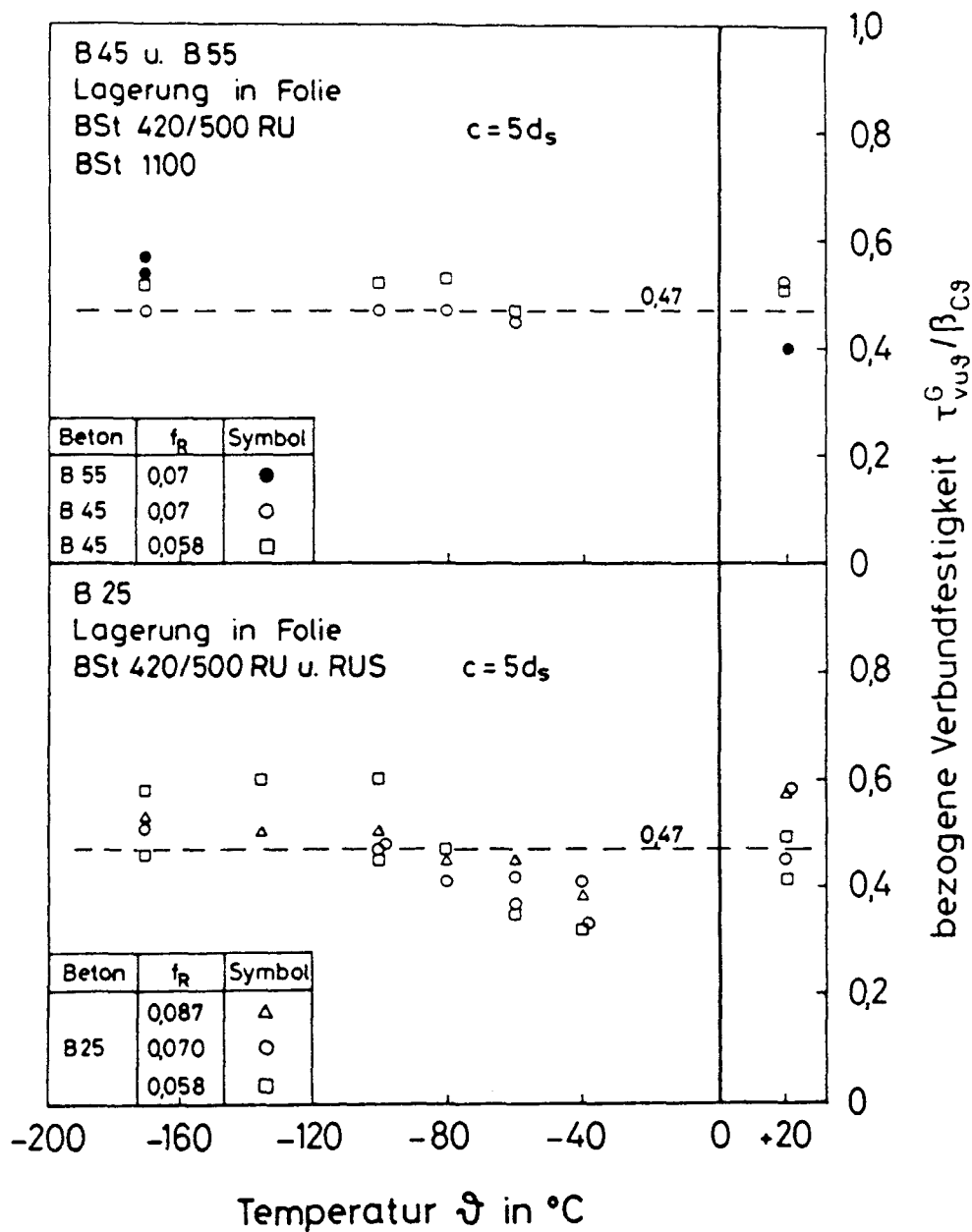


Bild 4.6: Bezogene Verbundfestigkeit bei Verbundversagen durch Gleitbruch

Mit den Gln. (4.7) und (4.10) ist nun in Abhängigkeit von Betongüte und Temperatur jene Betondeckung bestimmbar, bei der das Durchschlagen von Längsrissen bis zur Betonoberfläche ausgeschlossen werden kann. Die entsprechende Auswertung zeigt Bild 4.7. Demnach kann bei dem angenommenen Beton mittlerer Güte und Feuchte eine Längsrißbildung an der Betonoberfläche mit Betondeckungen $c > 3 d_s$ verhindert werden.

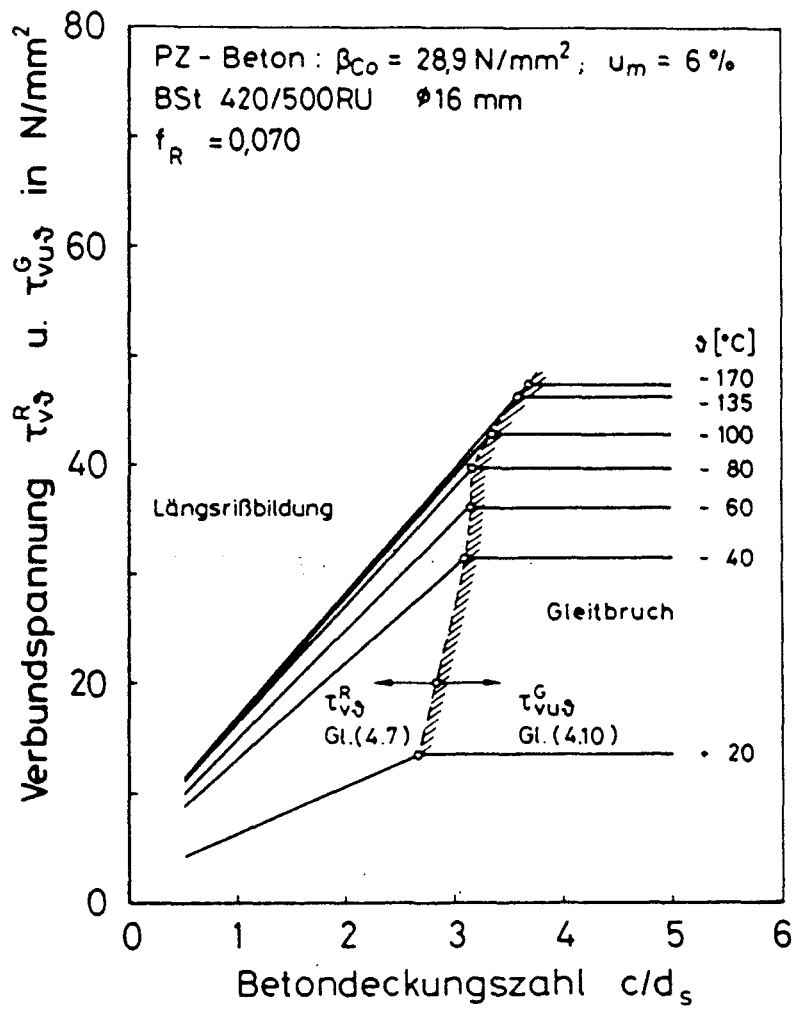


Bild 4.7: Längsrißbildung in Abhängigkeit von der Temperatur und der Betondeckung

4.1.5 Verschiebungssprünge bei extrem tiefen Temperaturen

Die anfänglichen kleinen Verschiebungssprünge in den τ_v -v-Linien, die durch radiale Verbundrisse bewirkt werden, verändern die Charakteristik des Verbundwiderstandes nur geringfügig.

Große Verschiebungssprünge können dagegen bei der analytischen Beschreibung nicht unberücksichtigt bleiben. Beim Auftreten dieser großen Sprünge verliert das TT-Verbundgesetz seine Gültigkeit. Da diese Sprünge der plötzlichen Bildung und dem Fortschritt von inneren Längsrissen zugeordnet werden können, kann eine Begrenzung des Verbundwiderstandes mit dem in Abschnitt 4.1.3 beschriebenen Modell erfolgen.

Versuchsergebnisse zeigen, vgl. Bild 4.8, daß bei großer Betondeckung ($c = 5 d_s$) die großen Verschiebungssprünge mit den ungefähr gleichen Verbundspannungen und Stabendverschiebungen verbunden sind wie die bei Sprengbruchversagen und kleiner Betondeckung.

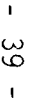
Somit kann der zum Sprengbruch gehörige Verformungsmechanismus auch für große Verschiebungssprünge zutreffen. Die Verbundspannung, bei der große Verschiebungssprünge auftreten können, ist mit Gl. (4.8) beschreibbar:

für $\vartheta \leq -120^\circ\text{C}$ und $c = 5 d_s$

$$\tau_{vs}^{\Delta v} \approx \tau_{vs}^s \approx \beta_{szs} \cdot 0,66 \left(2 \frac{c}{d_s} + 1 \right) \quad (4.11)$$

4.1.6 Zusammenfassung und Gültigkeitsbereich des TT-Verbundgesetzes

Mit den in den Abschnitten 4.1.3 bis 4.1.5 angegebenen Rechenansätzen kann der Anwendungsbereich des TT-Verbundgesetzes Gl. (4.2) angegeben werden. Dies zeigen beispielhaft für einen Beton mittlerer Festigkeit und Feuchte sowie für einen Bewehrungsstahl nach DIN 488 die Bilder 4.9 und 4.10. Zum einen sind die Grenzen der τ_v -v-Beziehungen in Abhängigkeit von der Tieftemperatur dargestellt und zum anderen die maximal zulässigen Verschiebungen in Abhängigkeit von der Betondeckung und der Tieftemperatur.



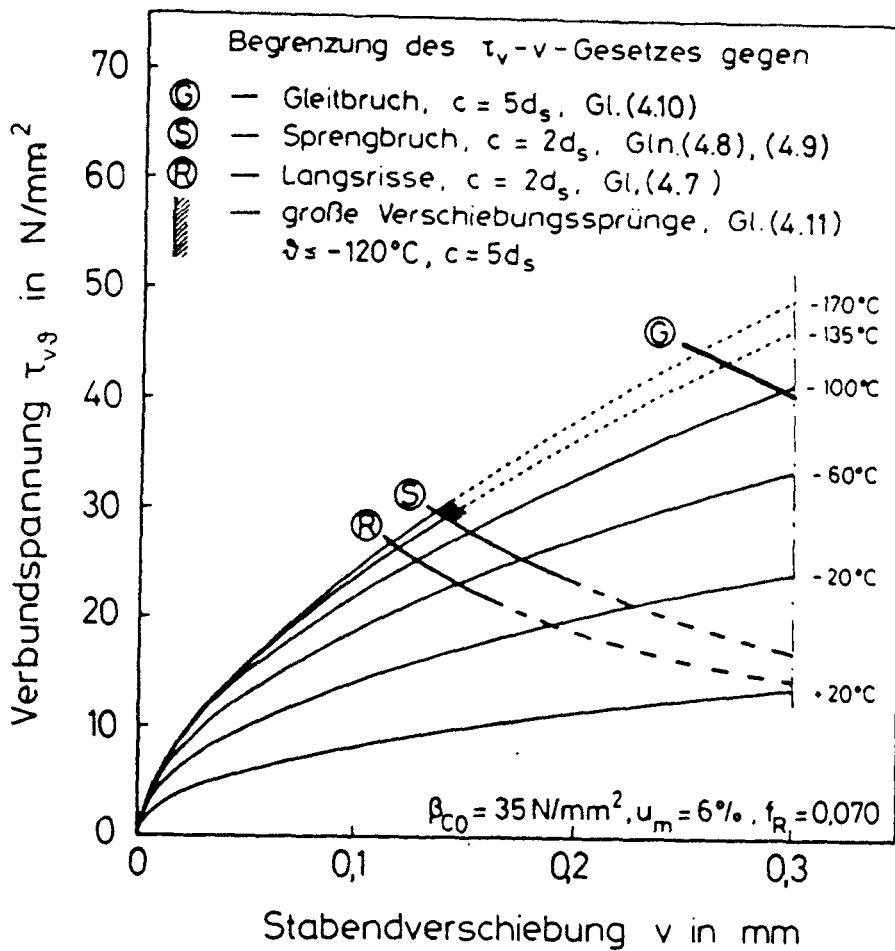


Bild 4.9: Gültigkeitsbereich des mittleren TT-Verbundgesetzes bei Berücksichtigung der Versagensbedingungen

Das TT-Verbundgesetz beschreibt bei kleinen Betondeckungen im TT-Bereich die τ_v -v-Linien bis zur Verbundfestigkeit (Sprengbruch). Dies gilt bei großen Betondeckungen nicht. Bei Temperaturen unter -120°C bewirken große Verschiebungssprünge die vorzeitige Begrenzung.

Der Einfluß einer Querbewehrung auf das TT-Verbundgesetz ist gering. Nur das Sprengbruchversagen wird nachhaltig beeinflusst. Der Übergang vom Gleit- zum Sprengbruch erfolgt bei tieferen Temperaturen. Auch zyklische Tieftemperaturbeanspruchungen bleiben ohne Einfluß auf die Anwendbarkeit des TT-Verbundgesetzes, wenn die thermischen Dehnungen des Betons im Temperaturbereich -20°C bis -60°C keine Expansionen aufweisen.

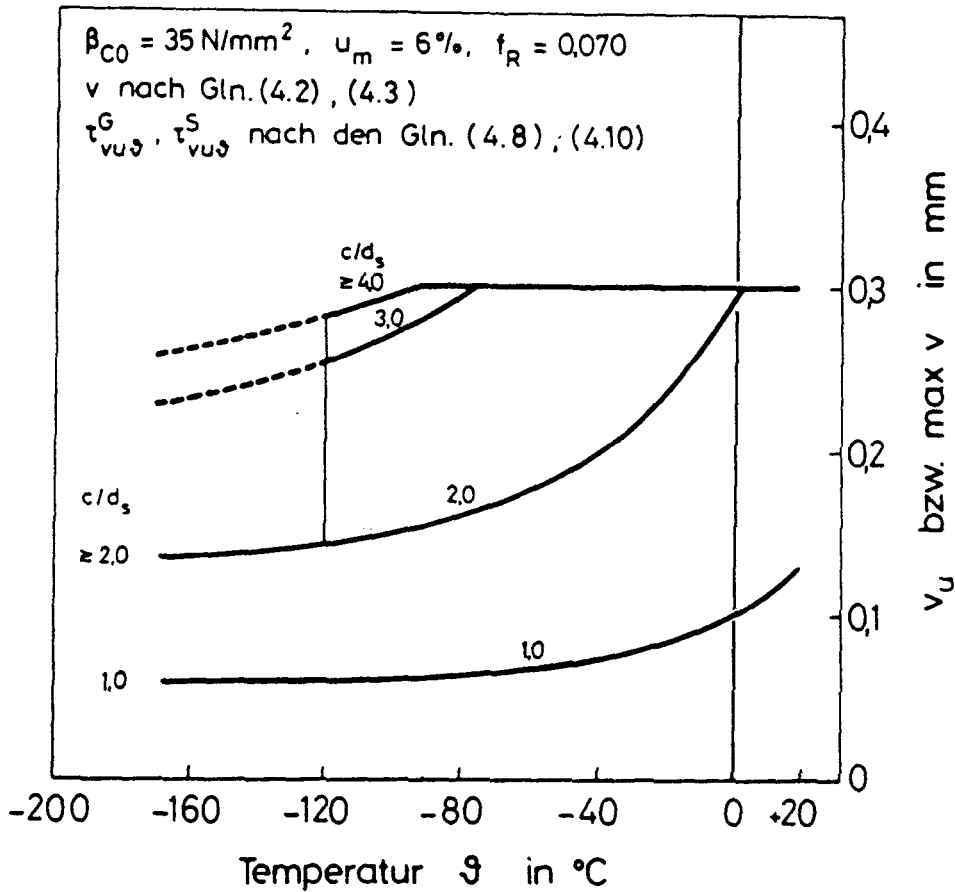


Bild 4.10: Zulässige Verschiebungen des mittleren TT-Verbundgesetzes in Abhängigkeit von der Betondeckung

Bei Entlastung und Wiederbelastung kann im Definitionsbereich des TT-Verbundgesetzes ein starr-plastisches Verbundverhalten angenommen werden. Bei Überschreiten der Verbundfestigkeit (Gleit- und Sprengbruch) fällt im TT-Bereich die Verbundspannung schlagartig auf Null ab. Es existiert kein definiertes Resttragvermögen.

4.2 Modell zur Beschreibung der Zwangbeanspruchung infolge unterschiedlicher thermischer Dehnung von Beton und Stahl

4.2.1 Allgemeines zur Modellierung

Zwischen den thermischen Dehnungen von Beton und Bewehrungsstahl besteht mit abnehmender Temperatur ein zunehmender Unterschied, vgl. Bild 4.11. Neben der Tieftemperatur bestimmt die Feuchte des Betons im wesentlichen die Größe dieser Dehnungsdifferenz. Somit muß für den Tieftemperaturbereich die für den Bereich normaler Temperaturen gültige Voraussetzung fallengelassen werden, daß im Stahlbeton- und Spannbetonbau vom identischen Temperaturdehnverhalten des Betons und des mit ihm im Verbund liegenden Bewehrungsstahls ausgegangen werden darf.

Der zuverlässige Verbund zwischen Bewehrungsstab und dem umgebenden Beton ist eine wesentliche Grundlage des Stahlbetonbaus. Im Inneren von ungerissenen Stahlbetonbauteilen werden die o.g. thermischen Dehnungsdiskrepanzen durch die Wirkung des Verbundes behindert; hier können keine Relativverschiebungen auftreten. Die Behinderung der freien thermischen Dehnung erzeugt einen inneren Zwang, der sich über Einleitungsbereiche zu den Enden eines Stahlbetonbauteils oder zu den Rißufern hin abbaut. Der Zwang bewirkt, daß in Stahl- und Spannbetonbauteilen bei Abkühlung Zugspannungen im Bewehrungsstahl (Selbstvorspannung) und Druckspannungen im Beton hervorgerufen werden. Der Beanspruchungszustand gleicht dem in Spannbetonbauteilen mit Vorspannung im Spannbett.

Bei der analytischen Beschreibung des inneren thermischen Zwangs werden die in Abschnitt 3 dargestellten Berechnungsgleichungen für die Materialkennwerte bei TT sowie das in Abschnitt 4.1 beschriebene TT-Verbundgesetz verwendet. Die bei der Beschreibung verwendeten Bezeichnungen für die thermischen Dehnungen zeigt beispielhaft Bild 4.12.

Der Index 0 bezeichnet den zwangsfreien Zustand, z steht für Zwang.

Die Herleitung des Rechenmodells beruht auf folgenden Voraussetzungen:

- ideal-elastisches Materialverhalten
- Dehnungsebenheit der Querschnitte
- starrer Verbund für den Bereich mit Zustand I
- keine Einflüsse aus Einleitung äußerer Kräfte

Diese Voraussetzungen werden in der Regel bei tiefen Temperaturen und bei gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzten Stahlbetonbauteilen erfüllt.

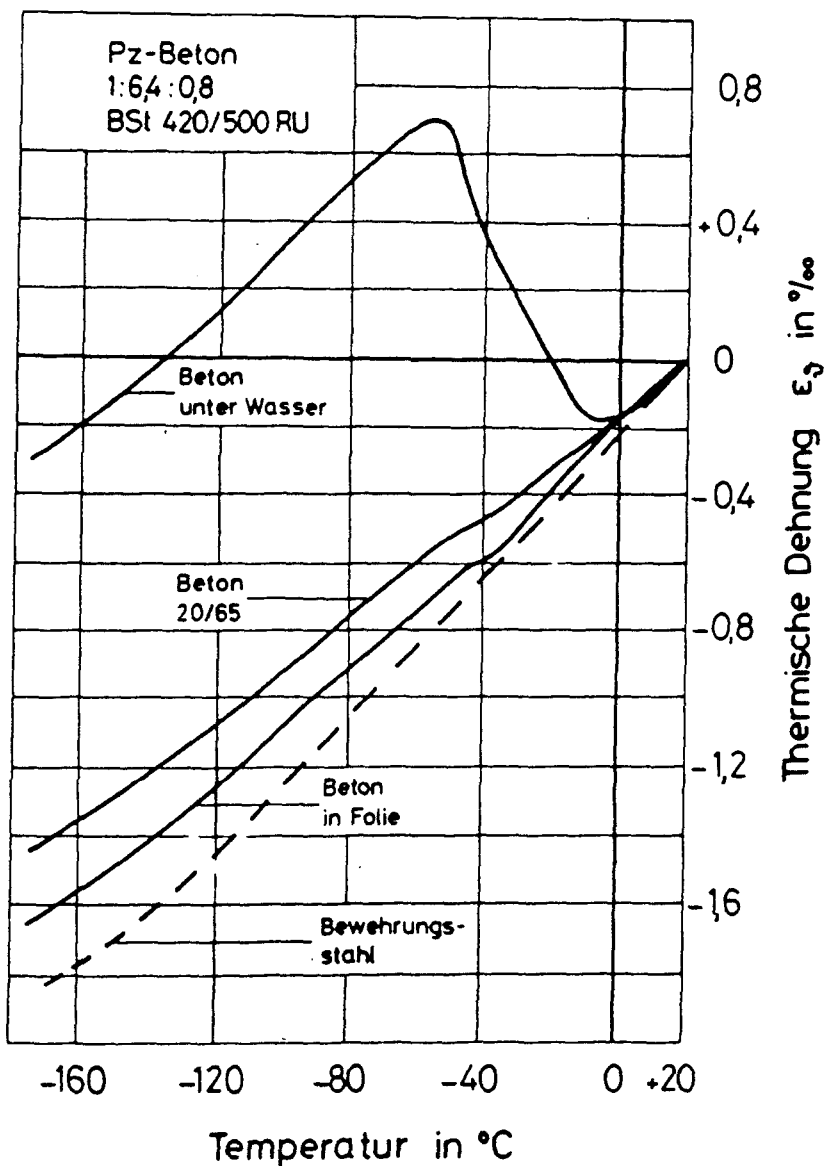


Bild 4.11: Thermische Dehnung von Bewehrungsstahl sowie von Beton nach unterschiedlichen Lagerungsarten

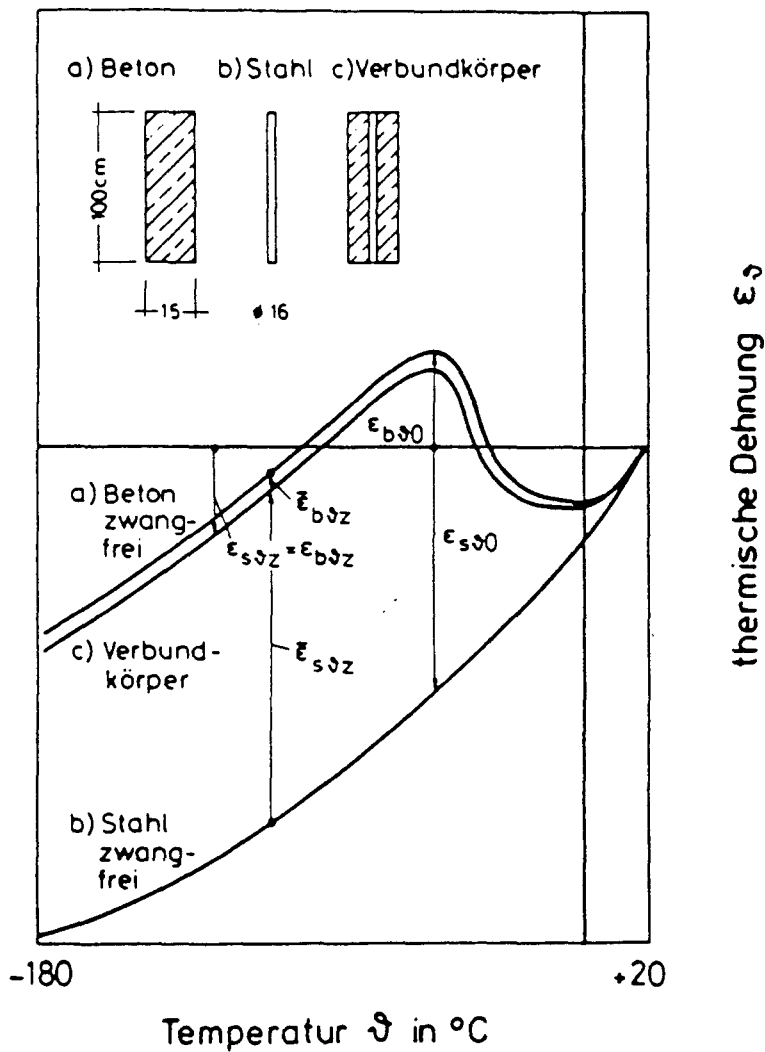


Bild 4.12:

Schematische Darstellung der thermischen Dehnungen von Beton und Stahl, zwangsfrei und im Verbundkörper

4.2.2 Thermischer Zwang bei starrem Verbund

Starrer Verbund liegt bei einem Stahlbetonstab außerhalb der Einleitungsbe-
reiche vor. Dieser kann für die Beanspruchung infolge unterschiedlicher ther-
mischer Dehnungen von Stahl und Beton bei einem langgestreckten Stahlbetonstab
im Mittenbereich vorausgesetzt werden. Für den thermischen Eigenspannungszu-
stand gelten hier die folgenden Bedingungen:

a) Gleichgewicht: $A_s \cdot \sigma_{s\theta z} = -A_b \cdot \sigma_{b\theta z}$ (4.12)

b) Verträglichkeit: $\epsilon_{s\theta z} = \epsilon_{b\theta z}$ (4.13)

Mit den thermischen Zwangdehnungen des Bewehrungsstabes $\bar{\epsilon}_{s,z}$ und denen des Betons $\bar{\epsilon}_{b,z}$, die als Differenz der freien thermischen Dehnung $\epsilon_{s,0}$, $\epsilon_{b,0}$ und der resultierenden Dehnung im Zwangkörper $\epsilon_{s,z}$, $\epsilon_{b,z}$ angeschrieben werden können, siehe auch Bild 4.12, ergeben sich die Zwangspannungen zu

$$\sigma_{s,z} = \bar{\epsilon}_{s,z} \cdot E_{s,z} = (\epsilon_{s,0} - \epsilon_{s,z}) \cdot E_{s,z} \quad (4.14)$$

$$\sigma_{b,z} = \bar{\epsilon}_{b,z} \cdot E_{b,z} = (\epsilon_{b,0} - \epsilon_{b,z}) \cdot E_{b,z} \quad (4.15)$$

Durch Einsetzen der Gln. (4.12) und (4.13) in (4.14) und (4.15) ergeben sich die Zwangspannungen zu

$$\sigma_{s,z} = \frac{E_{s,z}}{1 + \mu \cdot n_z} [\epsilon_{b,0} - \epsilon_{s,0}] \quad (4.16)$$

bzw.

$$\sigma_{s,z} = \frac{E_{s,z}}{1 + \mu \cdot n_z} (9 - 20) [\alpha_{b,z} - \alpha_{s,z}] \quad (4.17)$$

und

$$\sigma_{b,z} = -\sigma_{s,z} \cdot \mu \quad (4.18)$$

Mit den Gln. (4.14), (4.15) und (4.18) ist der Zusammenhang zwischen den Beton- und Stahlzwangdehnungen anschreibbar:

$$\bar{\epsilon}_{b,z} = -\bar{\epsilon}_{s,z} \cdot \mu \cdot n_z \quad (4.19)$$

4.2.3 Thermischer Zwang bei verschieblichem Verbund

Die Eigenspannungen werden zum Rand von Stahlbetonbauteilen bzw. zu Rissen hin auf Null abgebaut. Die Dehnungen von Beton und Stahl verändern sich von der resultierenden Zwangdehnung $\epsilon_{s9z} = \epsilon_{b9z}$ im Inneren zum Rand hin auf die freie thermische Dehnung ϵ_{s90} bzw. ϵ_{b90} . Im Einleitungsbereich liegt verschieblicher Verbund vor.

Die Beschreibung der Verläufe der Spannungen, Dehnungen und Verschiebungen im Einleitungsbereich setzt die Kenntnis über die Zwangbeanspruchung bei starrem Verbund, vgl. Abschnitt 4.2.2, sowie die über das Verbundverhalten bei TT, vgl. Abschnitt 4.1, voraus.

Mit dem TT-Verbundgesetz Gl. (4.2) ist die DGL des verschieblichen Verbunds lösbar. Die Einleitungslänge beim inneren thermischen Zwang ergibt sich zu:

$$l_1(\vartheta) = \left[\frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)} \cdot \frac{d_s \sigma_{s9z}}{4 \cdot A(\vartheta)} \cdot \left(\frac{E_{s9}}{(1-B(\vartheta)) \cdot \sigma_{s9z}} \right)^{B(\vartheta)} \right]^{\frac{1}{B(\vartheta)+1}} \quad (4.20)$$

Des weiteren ergeben sich die Stahl- und Betonspannung zu:

$$\sigma_s(x, \vartheta) = \sigma_{s9z} \left[1 - \left(\frac{l_1 - x}{l_1} \right)^{\frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)}} \right] \quad (4.21)$$

$$\sigma_b(x, \vartheta) = \sigma_{b9z} \left[1 - \left(\frac{l_1 - x}{l_1} \right)^{\frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)}} \right] \quad (4.22)$$

Die Relativverschiebung und die Verbundspannung lauten:

$$v(x, \vartheta) = [1-B(\vartheta)] \cdot l_1 \cdot \frac{\sigma_{s9z}}{E_{s9}} \cdot \left(\frac{l_1 - x}{l_1} \right)^{\frac{2B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)}} \quad (4.23)$$

$$\tau_v(x, \vartheta) = \frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)} \cdot \frac{d_s}{4} \cdot \frac{\sigma_{s9z}}{l_1} \cdot \left(\frac{l_1 - x}{l_1} \right)^{\frac{2B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)}} \quad (4.24)$$

4.2.4 Thermischer Zwang in Stahlbetonzugstäben bei Berücksichtigung äußerer Lasten

Vor der Bildung erster Risse, Zustand I, ergibt sich im abgekühlten Stahlbetonstab für eine zentrische Zugkraft N der folgende Spannungszustand:

$$\sigma_{s\vartheta}^I = \sigma_{s\vartheta z} + \sigma_{sN}^I \quad (4.25)$$

$$\sigma_{b\vartheta}^I = \sigma_{b\vartheta z} + \sigma_{bN}^I < \beta_{Z\vartheta} \quad (4.26)$$

mit den thermischen Zwangspannungen

$$\sigma_{s\vartheta z} \quad \text{nach Gl. (4.17)}$$

$$\sigma_{b\vartheta z} \quad \text{nach Gl. (4.18)}$$

mit den lastabhängigen Spannungen

$$\sigma_{sN}^I = \frac{N}{A_s} \cdot \frac{n_{\vartheta} \cdot \mu}{1 + n_{\vartheta} \cdot \mu} \quad (4.27)$$

$$\sigma_{bN}^I = \frac{\sigma_{sN}^I}{n_{\vartheta}} \quad (4.28)$$

Bei der Beschreibung der Dehnungen im Zustand I sind die Anteile aus der freien thermischen Dehnung zu berücksichtigen. Diese erzeugen bei zwangsfrei gelagerten Stahlbetonstäben keine Zwangspannungen. Mit den Gln. (4.16) bis (4.28) stellt sich im Zustand I bei Beanspruchung durch tiefe Temperaturen und durch eine äußere Normalzugkraft der folgende Dehnungszustand ein:

$$\begin{aligned} \epsilon_{s\vartheta}^I &= \epsilon_{s\vartheta 0} + \bar{\epsilon}_{s\vartheta z} + \epsilon_{sN}^I \\ &= \alpha_{s\vartheta} \cdot \Delta\vartheta + \frac{1}{1 + n_{\vartheta} \cdot \mu} (\epsilon_{b\vartheta 0} - \epsilon_{s\vartheta 0}) + \frac{\sigma_{sN}^I}{E_{s\vartheta}} \end{aligned} \quad (4.29)$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{b\vartheta}^I &= \epsilon_{b\vartheta 0} + \bar{\epsilon}_{b\vartheta z} + \epsilon_{bN}^I \\ &= \alpha_{b\vartheta} \cdot \Delta\vartheta + \frac{n_{\vartheta} \cdot \mu}{1 + n_{\vartheta} \cdot \mu} (\epsilon_{b\vartheta 0} - \epsilon_{s\vartheta 0}) + \frac{\sigma_{bN}^I}{E_{b\vartheta}} \end{aligned} \quad (4.30)$$

mit $\Delta\vartheta = \vartheta - 20$

Bei Erreichen der Betonzugfestigkeit $\sigma_{b\vartheta}^I = \beta_{Z\vartheta}$ reißt der Querschnitt durch. Im Reißquerschnitt werden die thermischen Zwangsspannungen vollständig abgebaut. Im Reiß stellen sich somit bei Erstrißbildung folgende Beton- und Stahlspannungen ein:

$$\sigma_{s\vartheta R}^I = \frac{N_R^I}{A_s} = \frac{1 + n_{\vartheta} \cdot \mu}{\mu} (\beta_{Z\vartheta} - \sigma_{b\vartheta z}) \quad (4.31)$$

$$\sigma_{b\vartheta R}^I = 0 \quad (4.32)$$

Außerhalb des Reißquerschnitts und der beidseitig anschließenden Einleitungsbereiche l_1 herrscht wieder der Zustand I. Mit fortschreitender Reißbildung werden die Zwangsspannungen entlang der Stabachse zunehmend abgebaut.

Die Dehnungen im Reißquerschnitt aus innerem thermischen Zwang $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}$ und $\bar{\epsilon}_{b\vartheta z}$ verschwinden bei Reißbildung. Im Reiß werden die resultierenden Dehnungen aus den freien thermischen Dehnungen und aus den Dehnungen infolge äußerer Last gebildet:

$$\epsilon_{s\vartheta}^{II} = \epsilon_{s\vartheta 0} + \epsilon_{sN}^{II} = \alpha_{s\vartheta} \cdot \Delta \vartheta + \frac{\sigma_{sN}^{II}}{E_{s\vartheta}} \quad (4.33)$$

für den Erstriß gilt: $\sigma_{sN}^{II} = \sigma_{s\vartheta R}^I$

$$\epsilon_{b\vartheta}^{II} = \epsilon_{b\vartheta 0} \quad , \quad \epsilon_{bN}^{II} = 0 \quad (4.34)$$

Eine schematische Darstellung der Spannungs- und Dehnungsverläufe (Zustand I, II) infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge einer äußeren Normalzugkraft zeigt Bild 4.13.

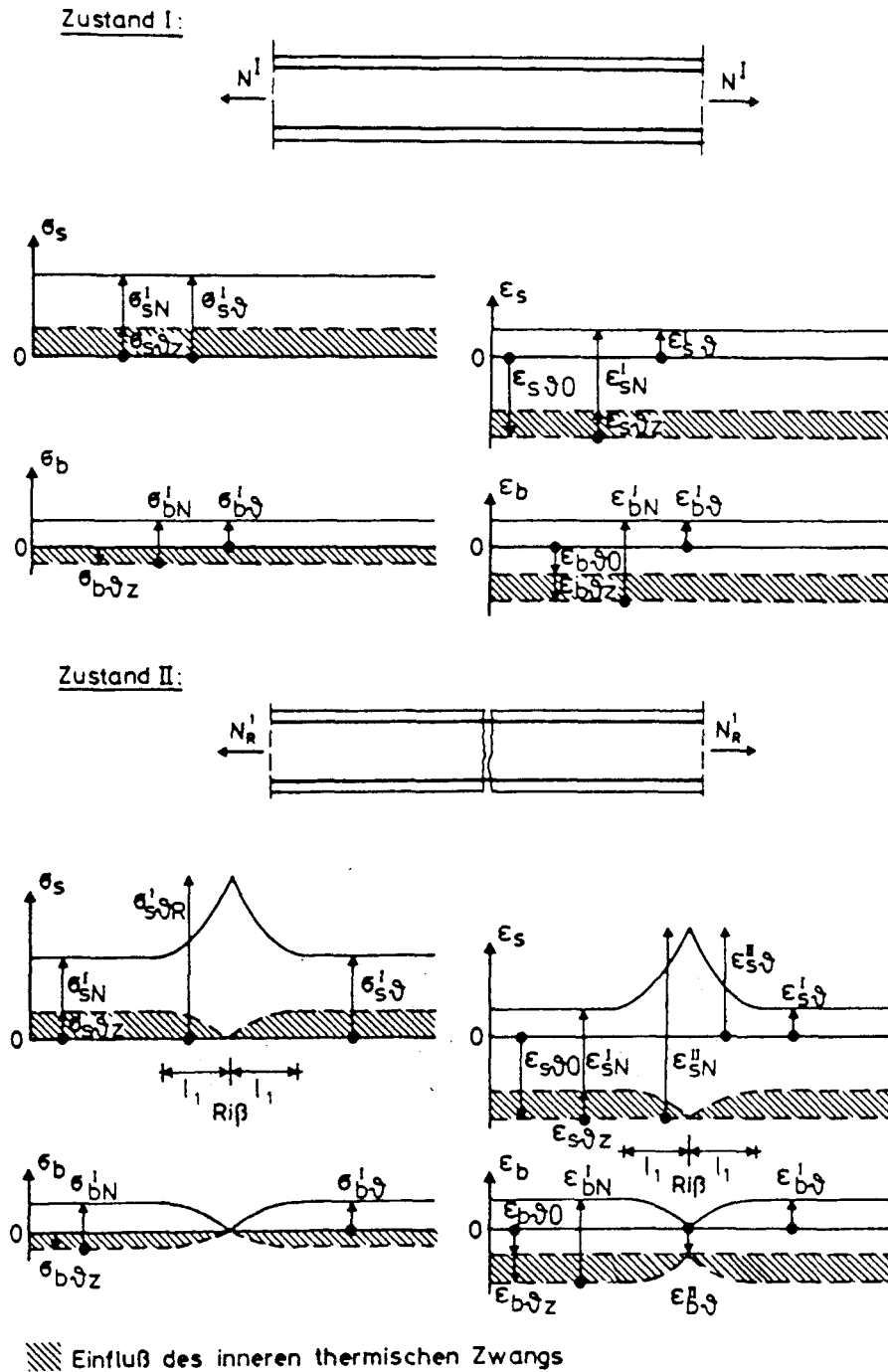


Bild 4.13: Schematische Darstellung des Einflusses des inneren thermischen Zwangs auf Spannungs- und Dehnungsverläufe im Dehnkörper

4.2.5 Eigenspannungszustand in Abhängigkeit von der Betonfeuchte

Der Eigenspannungszustand (innerer Zwang) wird im wesentlichen von der Betonfeuchte bestimmt. Hier wird nur ein Beton mit baupraktischer Feuchte betrachtet. Für diesen ist das thermische Dehnverhalten mit Gl.n. (3.22) und (3.23) analytisch beschreibbar.

Unter Anwendung der in Bild 4.14 angegebenen Eingangswerte (Baustoffe und Materialkennwerte bei RT) und Berechnungsgleichungen wurde der Eigenspannungszustand in Abhängigkeit vom W/Z-Faktor berechnet. Bild 4.14 zeigt die rechnerischen Verläufe der Stahl- und Betonspannungen sowie die der Relativverschiebungen und Verbundspannungen. Weiterhin sind die ermittelten Einleitungslängen l_1 angegeben. Wie zu erwarten ist, steigt mit zunehmendem W/Z-Faktor der Zwang an. Während dieser für niedrige W/Z-Faktoren vernachlässigbar gering ist, ergeben sich bei höheren W/Z-Faktoren ($W/Z \approx 0,6$) schon bedeutendere Einflüsse. So erfährt der Stahl durch den thermischen Zwang eine Vorspannung von ca. 50 N/mm^2 , während der Beton eine geringe Druckbeanspruchung von ca. $0,5 \text{ N/mm}^2$ aufweist. Die Beanspruchung des Verbundes in bezug zur Tieftemperaturfestigkeit ist dagegen bei allen hier untersuchten W/Z-Werten gering.

4.2.6 Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in Stahlbetonstäben für Zustand I

Die Beschreibung des inneren thermischen Zwangs im Zustand I in Stahlbetonstäben nach Abschnitt 4.2.2 gilt für den symmetrisch bewehrten und zentrisch gezogenen Querschnitt. In /85/ wurde ein Ansatz entwickelt, mit dem der innere thermische Zwang im Zustand I (starrer Verbund) allgemein bewehrter Stahlbetonquerschnitte berechnet werden kann. Dabei wurde von den folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

- linear-elastisches Verhalten von Beton und Stahl
- Ebenbleiben der Querschnitte

Nach /85/ erhält man die folgenden Ableitungen der Dehnungen, Krümmungen und Spannungen im Zustand I:

Eingangswerte für die Berechnung:

W/Z	GT	0,4	0,6	0,8
grenz. u_m	%	4,0	6,0	7,5
β_{C0}	N/mm ²	55,0	42,0	29,0
E_{b0}	kN/mm ²	42,0	26,7	23,3
E_{s0}	kN/mm ²	205,7	205,7	205,7

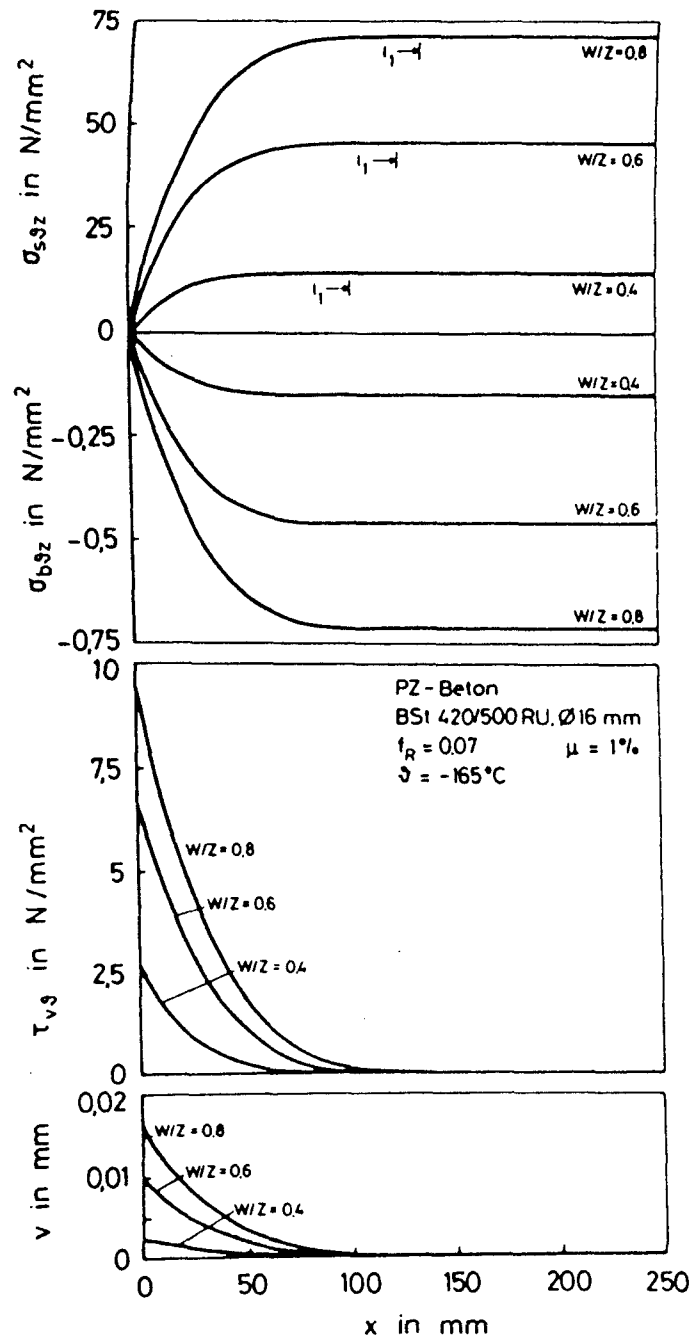
Ermittlung der temperaturabhängigen Materialkenngrößen:

- E_s nach Gl. (3.4)
- α_s nach Gl. (3.5)
- E_b nach Gl. (3.15)
- α_b nach Gl. (3.23)
- β_{Cg} nach Gl. (3.10)
- τ_{vg} nach Gl. (4.2) und (4.3)

Berechnung der Zwangbeanspruchung:

- σ_{sgz} nach Gl. (4.17) und (4.21)
- σ_{bgz} nach Gl. (4.18) und (4.22)
- τ_{vgz} nach Gl. (4.24)
- v_z nach Gl. (4.23)

Bild 4.14: Rechengang und Berechnungsergebnisse des Eigenspannungszustands in Stahlbetonkörpern mit baupraktischer Betonfeuchte bei - 165 °C in Abhängigkeit vom W/Z-Faktor



$$\bar{E}_{bu} = \frac{B_g \cdot D_g + E_g \cdot C_g}{F_g \cdot C_g - A_g \cdot G_g} \quad (4.35)$$

$$\bar{E}_{bo} = \frac{\bar{E}_{bu} \cdot A_g + B_g}{C_g} \quad (4.36)$$

$$\bar{E}_{sz1} = \bar{E}_{bo} (1 - \beta_1) + \beta_1 \cdot \bar{E}_{bu} - \Delta \epsilon_{g0} \quad (4.37)$$

$$\bar{E}_{sz2} = \bar{E}_{bo} \cdot \beta_2 + \bar{E}_{bu} (1 - \beta_2) - \Delta \epsilon_{g0} \quad (4.38)$$

$$\bar{E}_{bz1} = \bar{E}_{sz1} + \Delta \epsilon_{g0} \quad (4.39)$$

$$\bar{E}_{bz2} = \bar{E}_{sz2} + \Delta \epsilon_{g0} \quad (4.40)$$

$$\kappa = \frac{\bar{E}_{bo} + \bar{E}_{bu}}{d} \quad (4.41)$$

$$\bar{E}_{bm}^I = (\bar{E}_{bo} + \bar{E}_{bu}) / 2 \quad (4.42)$$

$$\bar{\sigma}_{bu} = \bar{E}_{bu} \cdot E_{bg} \quad (4.43)$$

$$\sigma_{sz1} = \bar{E}_{sz1} \cdot E_{sg} \quad (4.44)$$

$$\sigma_{sz2} = \bar{E}_{sz2} \cdot E_{sg} \quad (4.45)$$

$$\bar{\sigma}_{bo} = \bar{E}_{bo} \cdot E_{bg} \quad (4.46)$$

mit den Beiwerten

$$A_s = E_{bs} \cdot b \cdot d \left(-\beta_1 \cdot n_s \cdot \mu_1 - n_s \cdot \mu_2 + \beta_2 \cdot n_s \cdot \mu_2 - \frac{1}{2} \right)$$

$$B_s = n_s \cdot E_{bs} \cdot b \cdot d \cdot \Delta \epsilon_{s0} (\mu_1 + \mu_2)$$

$$C_s = E_{bs} \cdot b \cdot d \left(n_s \cdot \mu_1 - \beta_1 \cdot n_s \cdot \mu_1 + \beta_2 \cdot n_s \cdot \mu_2 + \frac{1}{2} \right)$$

$$D_s = n_s \cdot E_{bs} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d^2 (\beta_1 - 1) (\lambda - \beta_1) - \frac{1}{6} b \cdot d^2 \cdot E_{bs} (2 - 3\beta_2)$$

$$E_s = \Delta \epsilon_{s0} \cdot n_s \cdot E_{bs} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d^2 (\lambda - \beta_1)$$

$$F_s = \beta_1 \cdot n_s \cdot E_{bs} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d^2 (\lambda - \beta_1) + \frac{1}{6} \cdot b \cdot d^2 \cdot E_{bs} (1 - 3\beta_2)$$

$$G_s = n_s \cdot E_{bs} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d^2 (\beta_1 - 1) (\lambda - \beta_1) - \frac{1}{6} \cdot b \cdot d^2 \cdot E_{bs} (2 - 3\beta_2)$$

Im Bild 4.15 ist die Beanspruchung eines unsymmetrisch bewehrten Stahlbetonstabes infolge inneren thermischen Zwangs im Zustand I mit allen wesentlichen Kennwerten (s. auch Bild 4.12) dargestellt.

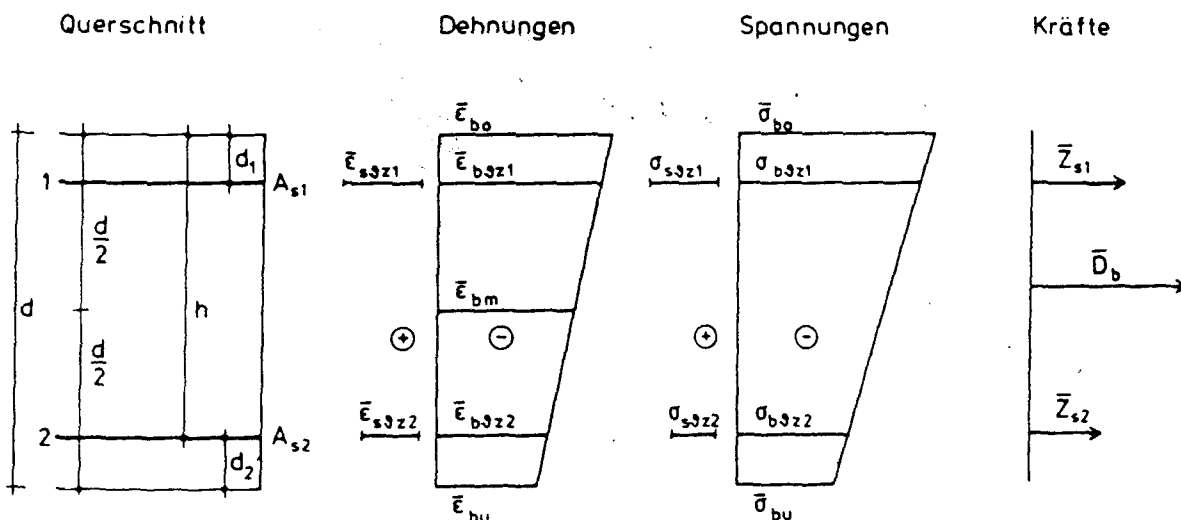


Bild 4.15: Beanspruchungszustand eines Stahlbetonstabes mit unsymmetrischer Bewehrung infolge thermischen Zwangs im Zustand I

Die angegebene Lösung erlaubt auch die Berechnung von Stahlbetonstäben mit den Sonderfällen "symmetrische Bewehrung, einseitige Bewehrung und Bewehrung in Querschnittsmitte". In diesen Fällen sind in den Gleichungen folgende Werte einzusetzen:

- symmetrische Bewehrung:

$$\mu_1 = \mu_2$$

$$\beta_1 = \beta_2$$
- einseitige Bewehrung

$$\text{falls } A_{s1} = 0 \quad \mu_1 = 0$$

$$\beta_1 = \lambda$$

$$\text{falls } A_{s2} = 0 \quad \mu_2 = 0$$

$$\lambda = \beta_1$$
- Bewehrung in Querschnittsmitte: $\beta_1 = \beta_2 = \lambda = 0,5$

Mit den vorstehenden Ableitungen erhält man die folgenden thermischen Zwangsspannungen für die in /85/ behandelten Versuchskörper (B 25, Folie, symmetrische Bewehrung, $\vartheta = -170\text{ }^{\circ}\text{C}$)

- Betonzwangsspannung: $\sigma_{b9Z} \cong - 2 \text{ N/mm}^2$ (Druck) bei $\mu_2 = 0,96 \%$
 $\sigma_{b9Z} \cong - 1 \text{ N/mm}^2$ (Druck) bei $\mu_2 = 0,50 \%$
- Stahlschwabspannung: $\sigma_{s9Z} \cong + 100 \text{ N/mm}^2$ (Zug)
bei $\mu_2 = 0,50 \%$ und
 $\mu_2 = 0,96 \%$

Weitere Ergebnisse zur thermischen Zwangsbeanspruchung im Zustand I sind in /85/, Abschnitt 4.2 enthalten.

4.2.7 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft für Zustand I bei TT

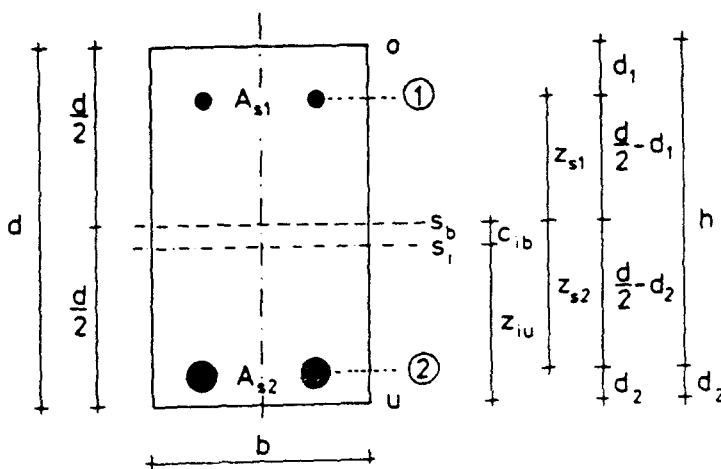
Bei der Berechnung der Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge äußerer Lasten im Zustand I gelten bei TT im wesentlichen die bei RT bekannten Zusammenhänge. Allerdings ist die Versteifung der Baustoffe Stahl und Beton infolge TT durch Einsetzen der entsprechenden Werkstoffkennwerte bei TT zu berücksichtigen. Im folgenden werden die erforderlichen Formeln zur Berechnung ungerissener Stahlbetonquerschnitte bei TT-Anwendung zusammengestellt.

Querschnittswerte im Zustand I:

Schwerlinie des wirksamen Querschnitts gegenüber der Schwerlinie des Betonquerschnitts (Bild 4.16)

$$z_{109} = \frac{d \left[\frac{1}{2} + (n_g - 1) \mu_1 (1 - \beta_1) + (n_g - 1) \mu_2 \cdot \beta_2 \right]}{1 + (n_g - 1) (\mu_1 + \mu_2)} \quad (4.47)$$

$$c_{ib} = \frac{d}{2} - z_{i03} \quad (4.48)$$



$$\begin{array}{ll} \mu_1 = A_{s1} / b \cdot d & \beta_1 = d_1 / d \\ \mu_2 = A_{s2} / b \cdot d & \beta_2 = d_2 / d \\ \eta_{s1} = z_{s1} / d & \lambda = h / d \\ \eta_{s2} = z_{s2} / d & \zeta = c_{ib} / d \end{array}$$

Bild 4.16: Bezeichnungen für die Ermittlung der Querschnittswerte im Zustand I

Sonderfall: Symmetrische Bewehrung $\mu_1 = \mu_2 = \mu$; $\beta_1 = \beta_2$

$$z_{i,0} = \frac{d}{2} \quad ; \quad c_{ib} = 0 \quad (4.49)$$

Wirksame Querschnittsfläche

$$A_{i,0} = b \cdot d [1 + (n_s - 1) (\mu_1 + \mu_2)] \quad (4.50)$$

Sonderfall: $\mu_1 = \mu_2 = \mu$; $\beta_1 = \beta_2$

$$A_{i,0} = b \cdot d [1 + 2\mu (n_s - 1)] \quad (4.51)$$

Wirksames Flächenmoment 2. Grades

$$J_{i,0} = b \cdot d^3 \left[\frac{1}{12} + \zeta^2 + (n_s - 1) \mu_1 (\eta_{s1} + \zeta)^2 + (n_s - 1) \mu_2 (\eta_{s2} - \zeta)^2 \right] \quad (4.52)$$

Sonderfall: $\mu_1 = \mu_2 = \mu$; $\beta_1 = \beta_2$; $\zeta = 0$; $\eta_{s1} = \eta_{s2} = \eta_s$

$$J_{i,0} = b \cdot d^3 \left[\frac{1}{12} + 2\mu (n_s - 1) \eta_s^2 \right] \quad (4.53)$$

Wirksames Widerstandsmoment

$$W_{i,0u} = +J_{i,0} / d \left(\frac{1}{2} - \zeta \right) \quad (4.54)$$

$$W_{i,0o} = -J_{i,0} / d \left(\frac{1}{2} + \zeta \right) \quad (4.55)$$

$$W_{i,0s1} = -J_{i,0} / d (\eta_{s1} + \zeta) \quad (4.56)$$

$$W_{i,0s2} = +J_{i,0} / d (\eta_{s2} - \zeta) \quad (4.57)$$

Sonderfall $\zeta = 0$, $\eta_{s2} = \eta_{s2} = \eta_s$

$$W_{i,0u} = +2 J_{i,0} / d \quad (4.58)$$

$$W_{i,0o} = -2 J_{i,0} / d \quad (4.59)$$

$$W_{i3s1} = - J_{i3} / \eta_s \cdot d \quad (4.60)$$

$$W_{i3s2} = + J_{i3} / \eta_s \cdot d \quad (4.61)$$

Spannungen, Dehnungen und Krümmungen von Stahlbetonstäben im Zustand I
infolge äußerer Lasten:

Spannungen

$$\sigma_b^I = \sigma_{b3N}^I + \sigma_{b3M}^I = \frac{N}{A_{i3}} + \frac{M}{W_{i3}} \quad (4.62)$$

$$\sigma_s^I = \sigma_{s3N}^I + \sigma_{s3M}^I = \frac{N \cdot \eta_3}{A_{i3}} + \frac{M \cdot \eta_3}{W_{i3s}} \quad (4.63)$$

Dehnungen

$$\epsilon_b^I = \frac{1}{E_{b3}} \left(\frac{N}{A_{i3}} + \frac{M}{W_{i3}} \right) \quad (4.64)$$

$$\epsilon_s^I = \frac{1}{E_{s3}} \left(\frac{N \cdot \eta_3}{A_{i3}} + \frac{M \cdot \eta_3}{W_{i3s}} \right) \quad (4.65)$$

Krümmung

$$\kappa_m^I = \frac{\epsilon_{b(o)}^I - \epsilon_{b(u)}^I}{d} \quad (4.66)$$

4.2.8 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalzugkraft im Zustand I

Spannungs- und Dehnungszustand infolge Zwang- und Lastbeanspruchung ergeben
sich durch Superposition der Ergebnisse beider Ursachen (s. Abschn. 4.2.6 und
4.2.7):

Spannungen

$$\sigma_{b3}^I = \sigma_{b3z} + \sigma_{b3N}^I + \sigma_{b3M}^I = \sigma_{b3z} + \frac{N}{A_{i3}} + \frac{M}{W_{i3}} \quad (4.67)$$

$$\sigma_{s3}^I = \sigma_{s3z} + \sigma_{s3N}^I + \sigma_{s3M}^I = \sigma_{s3z} + \frac{N \cdot \eta_3}{A_{i3}} + \frac{M \cdot \eta_3}{W_{i3s}} \quad (4.68)$$

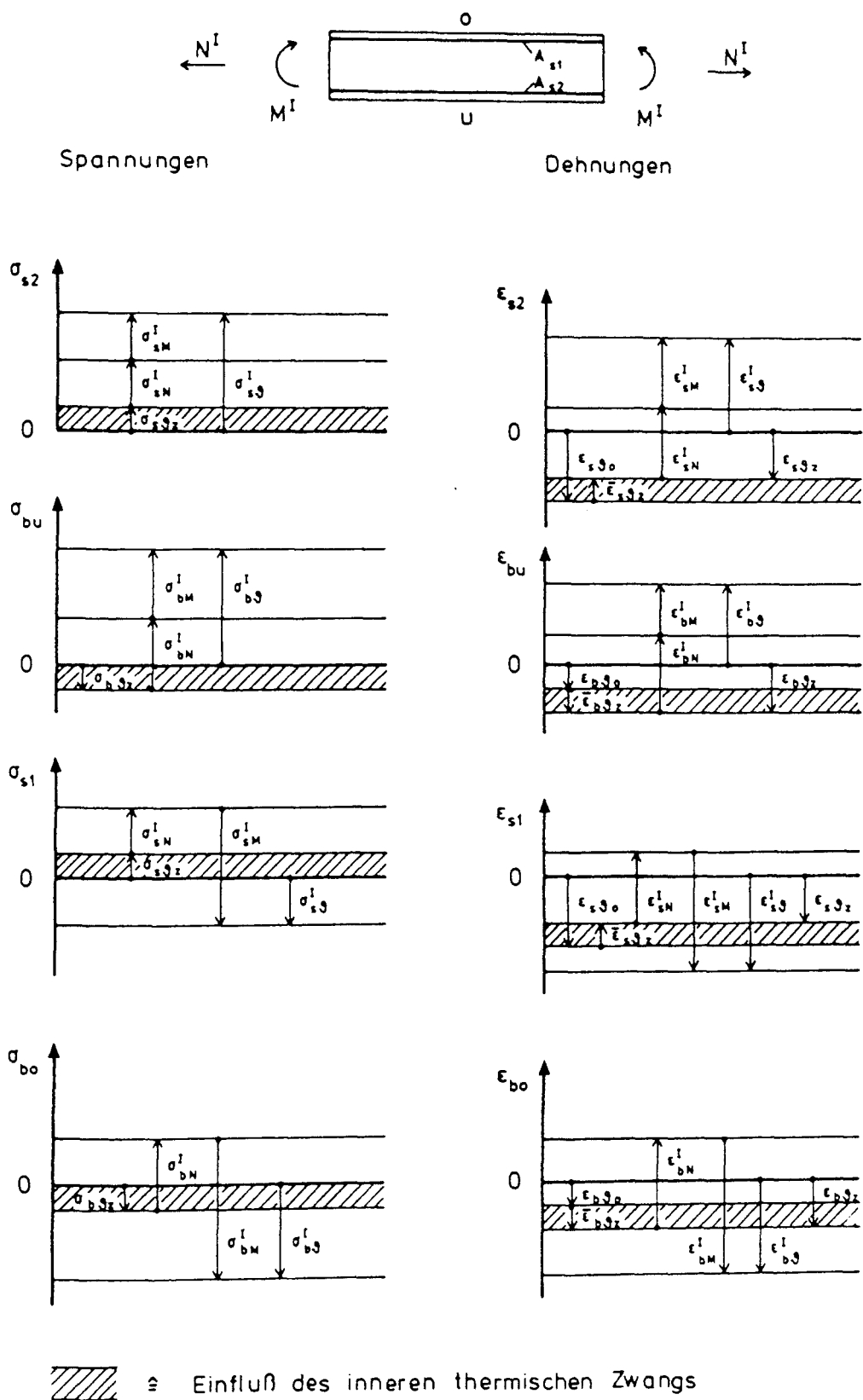


Bild 4.17: Schematische Darstellung der Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalzugkraft im Zustand I

Dehnungen

$$\epsilon_{b9}^I = \epsilon_{b90} + \bar{\epsilon}_{b9z} + \frac{1}{E_{b9}} \left(\frac{N}{A_{i9}} + \frac{M}{W_{i9}} \right) \quad (4.69)$$

$$\epsilon_{s9}^I = \epsilon_{s90} + \bar{\epsilon}_{s9z} + \frac{1}{E_{s9}} \left(\frac{N \cdot n_9}{A_{i9}} + \frac{M \cdot n_9}{W_{i9s}} \right) \quad (4.70)$$

Krümmung

$$\kappa_{m9}^I = \frac{\epsilon_{b9(0)}^I - \epsilon_{b9(u)}^I}{d} \quad (4.71)$$

Das Bild 4.17 zeigt schematisch die Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalkraft im Zustand I.

4.2.9 Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in biegebeanspruchten Stahlbetonstäben im Zustand II

Der Stahlbetonquerschnitt reißt ein, sobald die Biegespannung am Außenrand der Zugzone die Biegezugfestigkeit des Betons $\sigma_{b9}^I = \beta_{BZ,9}$ erreicht. Im Reißquerschnitt werden die thermischen Zwangsspannungen der Biegezugbewehrung σ_{s9z2} bis auf vernachlässigbar kleine Spannungen $\bar{\sigma}_{s2}$ abgebaut. Zu beiden Seiten des Risses herrscht außerhalb des Einleitungsbereichs Zustand I. Mit steigender Lastbeanspruchung und fortschreitender Reißbildung werden die Zwangsspannungen entlang der Stabachse 2 (Zugzone) zunehmend auf $\bar{\sigma}_{s2}$ abgebaut.

In der Zugzone im Reißquerschnitt ist der Beton zwangsspannungsfrei ($\sigma_{b9z2} = 0$). Im Reiß nimmt die Betondehnung den Wert der freien thermischen Betondehnung an (Bild 4.18).

Die Druckbewehrung (Stabachse 1) liegt auch am eingerissenen Querschnitt in vollem Verbund. In der Stabachse 1 können sich die freien thermischen Dehnungen von Beton und Stahl wegen der relativen Unverschieblichkeit nicht ausbilden. Hieraus resultiert am Reißquerschnitt ein thermischer Zwang in der Druckzone, der den Gesamtquerschnitt beansprucht. Das Bild 4.19 veranschaulicht diesen Beanspruchungszustand.

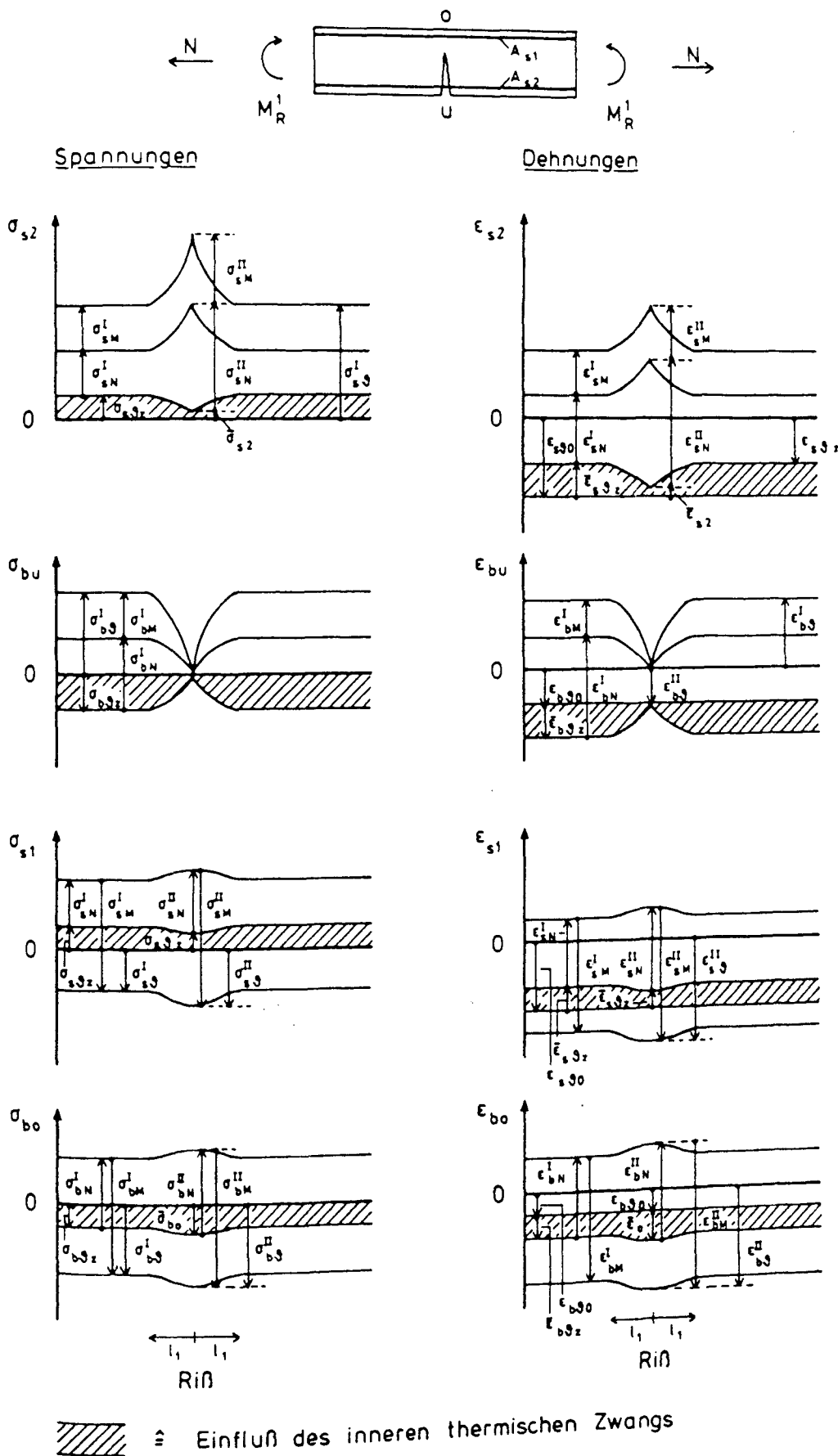


Bild 4.18: Schematische Darstellung der Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge thermischen Zangs sowie infolge Biegung und Normalzugkraft im Zustand II

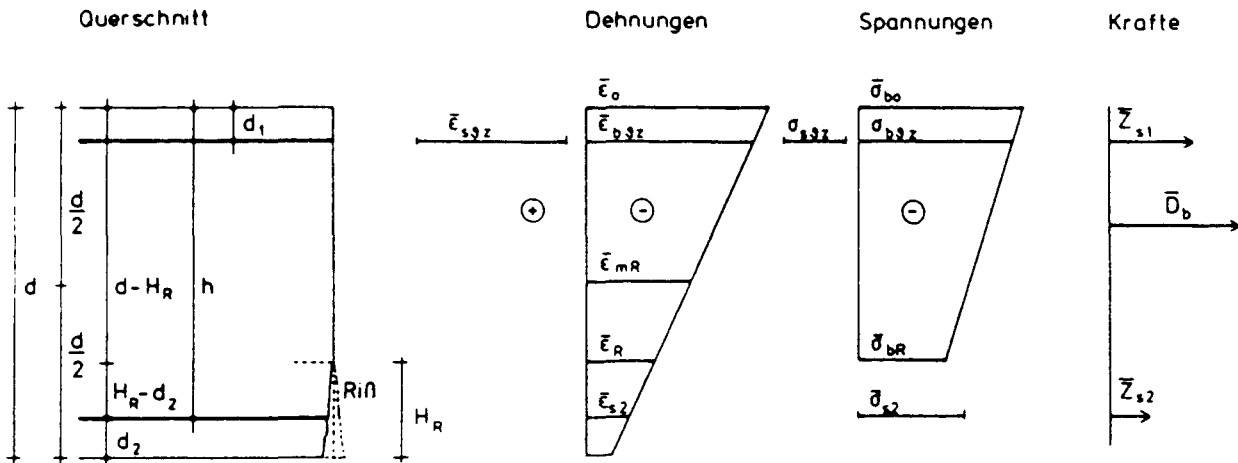


Bild 4.19: Beanspruchungszustand eines Stahlbetonstabes mit unsymmetrischer Bewehrung infolge thermischen Zwangs im Zustand II

Zur Berechnung dieses Beanspruchungszustandes wird gemäß den vorstehenden Erläuterungen von der Verträglichkeit in der Stabachse 1 (Druckbewehrung) ausgegangen:

$$\epsilon_{s30} + \bar{\epsilon}_{s32} = \epsilon_{b30} + \bar{\epsilon}_{b32}$$

Zur Aufstellung des Gleichungssystems (s. /85/, Abschnitt 4.5) werden ferner die folgenden Voraussetzungen getroffen:

- linear-elastische Werkstoffeigenschaften von Beton und Stahl
- Ebenbleiben der Querschnitte
- Gleichgewicht

Der innere thermische Zwang im Ribquerschnitt eines biegebeanspruchten Stahlbetonstabes läßt sich mit den folgenden Ableitungen ermitteln:

$$\bar{\epsilon}_R = \frac{b \cdot d^2 \cdot E_{b\beta} \left(\frac{B_\beta \cdot D_\beta - B_\beta \cdot E_\beta}{C_\beta} \right) - B_\beta \cdot d (\lambda - \beta_1)}{b \cdot d^2 \cdot E_{b\beta} \left(\frac{A_\beta \cdot E_\beta - A_\beta \cdot D_\beta}{C_\beta} - F_\beta - G_\beta \right)} \quad (4.72)$$

$$\bar{\epsilon}_0 = \frac{\bar{\epsilon}_R \cdot A_\beta + B_\beta}{C_\beta} \quad (4.73)$$

$$\bar{\epsilon}_{s2} = \bar{\epsilon}_0 - (\bar{\epsilon}_0 - \bar{\epsilon}_R) \frac{\lambda}{1 - \delta} \quad (4.74)$$

$$\bar{\epsilon}_{s\beta z} = \bar{\epsilon}_0 + (\bar{\epsilon}_R - \bar{\epsilon}_0) \frac{\beta}{1 - \delta} - \Delta \epsilon_{\beta 0} \quad (4.75)$$

$$\bar{\epsilon}_{b\beta z} = \bar{\epsilon}_{s\beta z} + \Delta \epsilon_{\beta 0} \quad (4.76)$$

$$\bar{\epsilon}_{mR} = \bar{\epsilon}_0 + \frac{\bar{\epsilon}_{s2} - \bar{\epsilon}_0}{2\lambda} \quad (4.77)$$

$$\bar{\kappa}_R = \frac{\bar{\epsilon}_0 - \bar{\epsilon}_{s2}}{\lambda \cdot d} \quad (4.78)$$

$$\bar{\sigma}_{bR} = \bar{\epsilon}_R \cdot E_{b\beta} \quad (4.79)$$

$$\bar{\sigma}_{b0} = \bar{\epsilon}_0 \cdot E_{b\beta} \quad (4.80)$$

$$\sigma_{s\beta z} = \bar{\epsilon}_{s\beta z} \cdot E_{s\beta} \quad (4.81)$$

$$\sigma_{b\beta z} = \bar{\epsilon}_{b\beta z} \cdot E_{b\beta} \quad (4.82)$$

$$\bar{\sigma}_{s2} = \bar{\epsilon}_{s2} \cdot E_{s\beta} \quad (4.83)$$

Mit den Beiwerten

$$A_s = E_{bs} \cdot b \cdot d \left[\frac{-\beta_1 \cdot \mu_1 \cdot n_s}{1 - \delta} - \frac{\lambda \cdot \mu_2 \cdot n_s}{1 - \delta} - \frac{1}{2} (1 - \delta) \right]$$

$$B_s = n_s \cdot E_{bs} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d \cdot \Delta \epsilon_{s0}$$

$$C_s = E_{bs} \cdot b \cdot d \left[n_s \cdot \mu_1 - \frac{n_s \cdot \mu_1 \cdot \beta}{1 - \delta} + n_s \cdot \mu_2 - \frac{n_s \cdot \mu_2 \cdot \lambda}{1 - \delta} + \frac{1}{2} (1 - \delta) \right]$$

$$D_s = \frac{1}{6} (1 - \delta) (2 + \delta - 3 \beta_2)$$

$$E_s = n_s \cdot \mu_1 \cdot (\lambda - \beta_1) \frac{\beta_1 + \delta - 1}{1 - \delta}$$

$$F_s = n_s \cdot \mu_1 \cdot \beta_1 \frac{\lambda - \beta_1}{1 - \delta}$$

$$G_s = \frac{1}{6} (1 - \delta) (2\delta + 1 - 3\beta_2)$$

In den Bildern 4.20 bis 4.23 ist das Ergebnis des vorgestellten Rechenmodells beispielhaft für die in /85/ behandelten Versuchskörper M2 und M5 ($\mu = 0,50 \%$, $\vartheta = -170 \text{ }^\circ\text{C}$ bzw. $\mu = 0,96 \%$, $\vartheta = -170 \text{ }^\circ\text{C}$) aufgetragen.

Das Bild 4.20 zeigt die thermische Stahlzwangspannung der Druckbewehrung in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe. Die thermische Stahlzwangspannung nimmt Werte zwischen ca. + 80 bis + 97 N/mm² (Zug) an. Die Zwangspannung der Druckbewehrung ist demnach im Rißquerschnitt (Zustand II) von gleicher Größenordnung wie die für den Zustand I ermittelte. Der Bewehrungsgrad hat - wie im Zustand I - nur einen geringen Einfluß auf die Stahlzwangspannung.

Die Verteilung der thermischen Betonzwangspannungen im Betonquerschnitt oberhalb der Rißwurzel ist dem Bild 4.21 zu entnehmen. Bei kleinen bezogenen Rißtiefen ergeben sich unabhängig vom Bewehrungsgrad an der Rißwurzel positive Betonzwangspannungen von ca. + 0,5 N/mm² (Zug). Die Betonzwangspannungen am Druckrand betragen bei einer bezogenen Rißtiefe von $\delta = 0,9$ bei einem Bewehrungsgrad $\mu = 0,50\%$ ca. - 4 N/mm² (Druck), bei einem $\mu = 0,96\%$ ca. - 7 N/mm² (Druck).

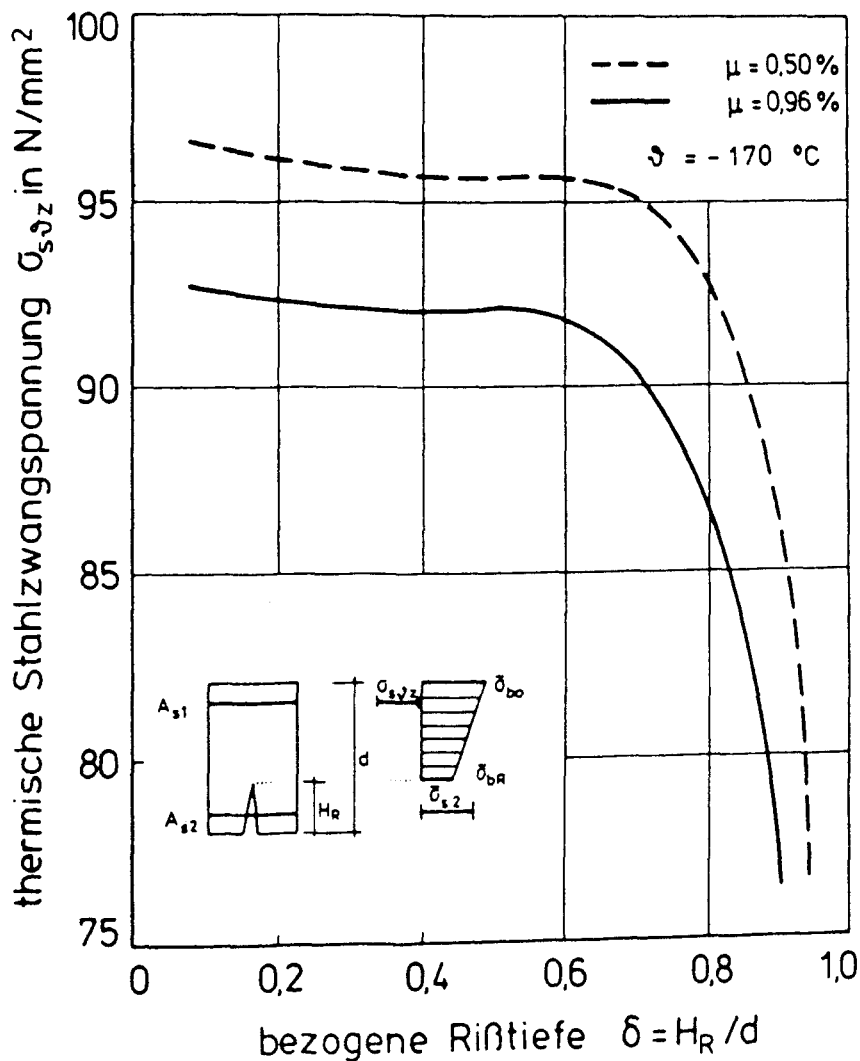


Bild 4.20: Thermische Stahlzwangspannung der Druckbewehrung bei einer TT von $\Delta T = -170\text{ °C}$ in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe im Zustand II

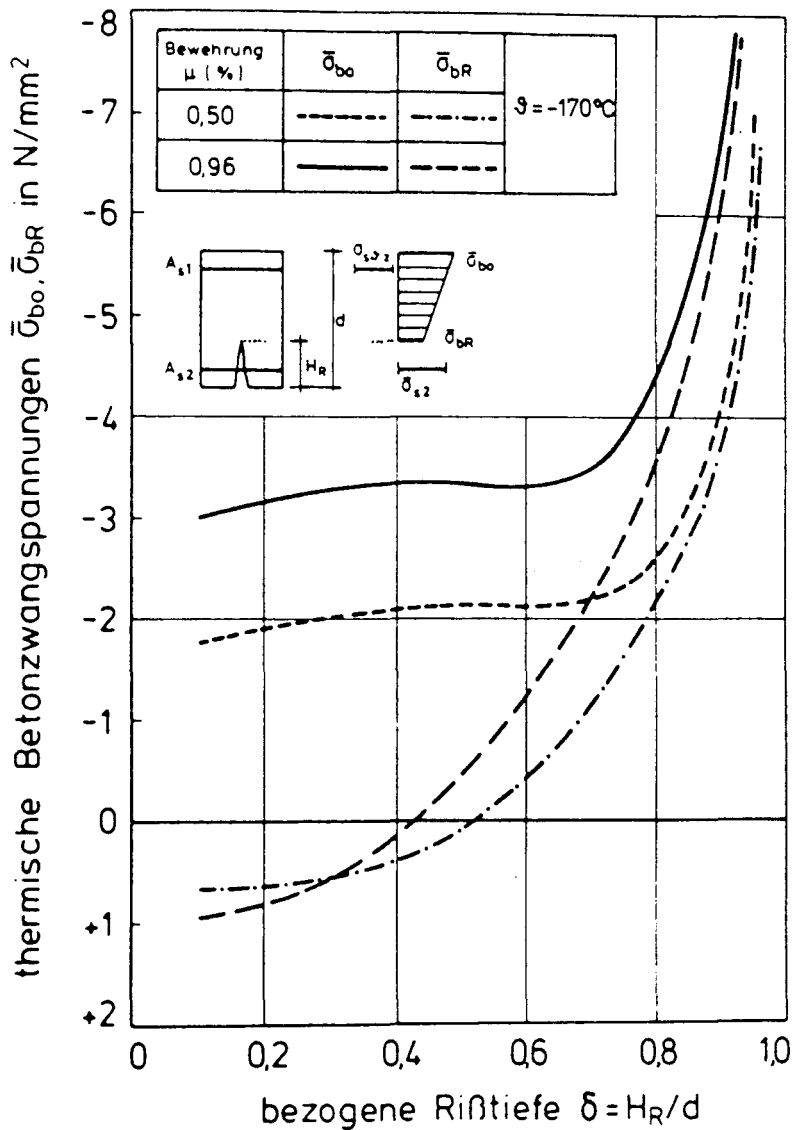


Bild 4.21: Thermische Betonzwangspannungen bei einer Tieftemperatur von $\vartheta = -170^\circ\text{C}$ in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe im Zustand II

Die "Restspannung $\bar{\sigma}_{s2}$ " der Bewehrungslage 2 erreicht infolge thermischen Zwangs im Rißquerschnitt bei mittleren bezogenen Rißtiefen Werte von ca. + 8 N/mm² (Zug), bei einer bezogenen Rißtiefe von $\delta = 0,9$ Werte von ca. - 9 N/mm² (Druck, Bild 4.22).

Aus der Dehnungsverteilung im Rißquerschnitt resultiert eine Krümmung infolge thermischen Zwangs. Der Verlauf der Krümmung in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe ist im Bild 4.23 dargestellt. Es wird deutlich, daß die Krümmung im

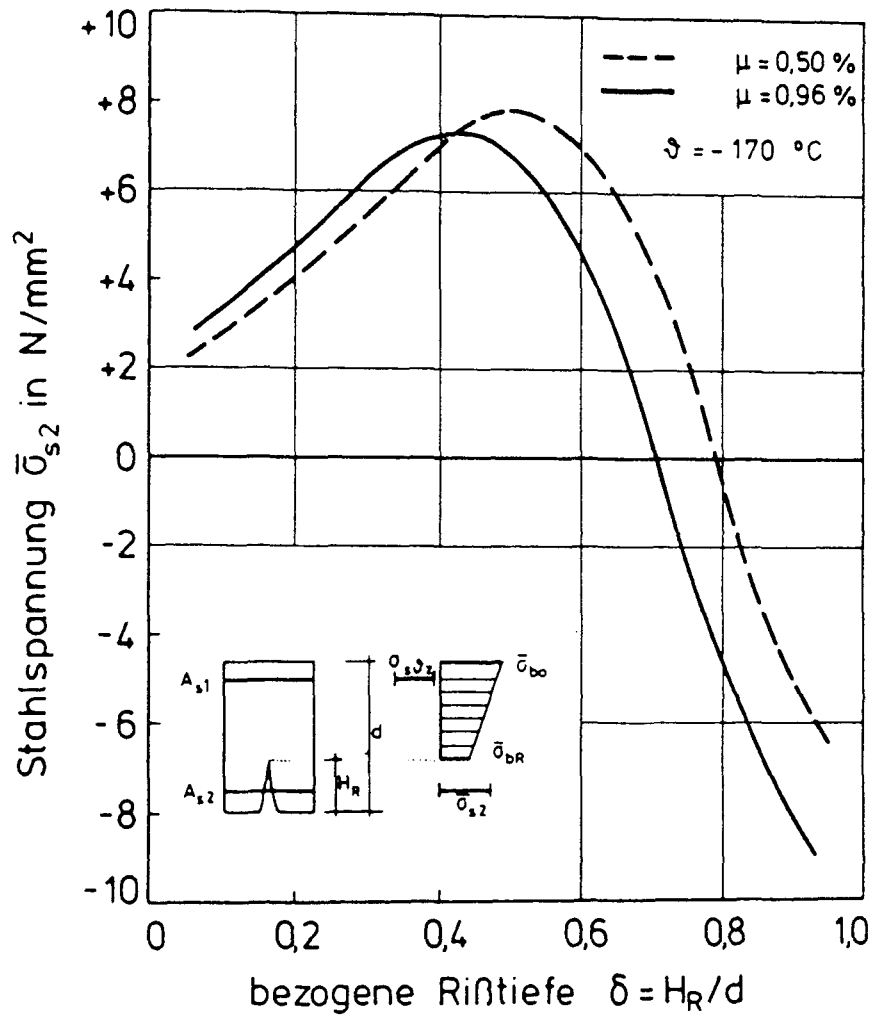


Bild 4.22: Spannung in der Zugbewehrung infolge thermischen Zwangs bei $\vartheta = -170 \text{ } ^\circ\text{C}$ in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe im Zustand II

Rißquerschnitt infolge thermischen Zwangs mit wachsendem Bewehrungsgrad zunimmt. Die Krümmungen haben das gleiche Vorzeichen wie die Krümmungen aus der Lastbeanspruchung. Sie nehmen Werte an von ca. $-0,12$ bis $-0,28 \cdot 10^{-6} \text{ 1/mm}$.

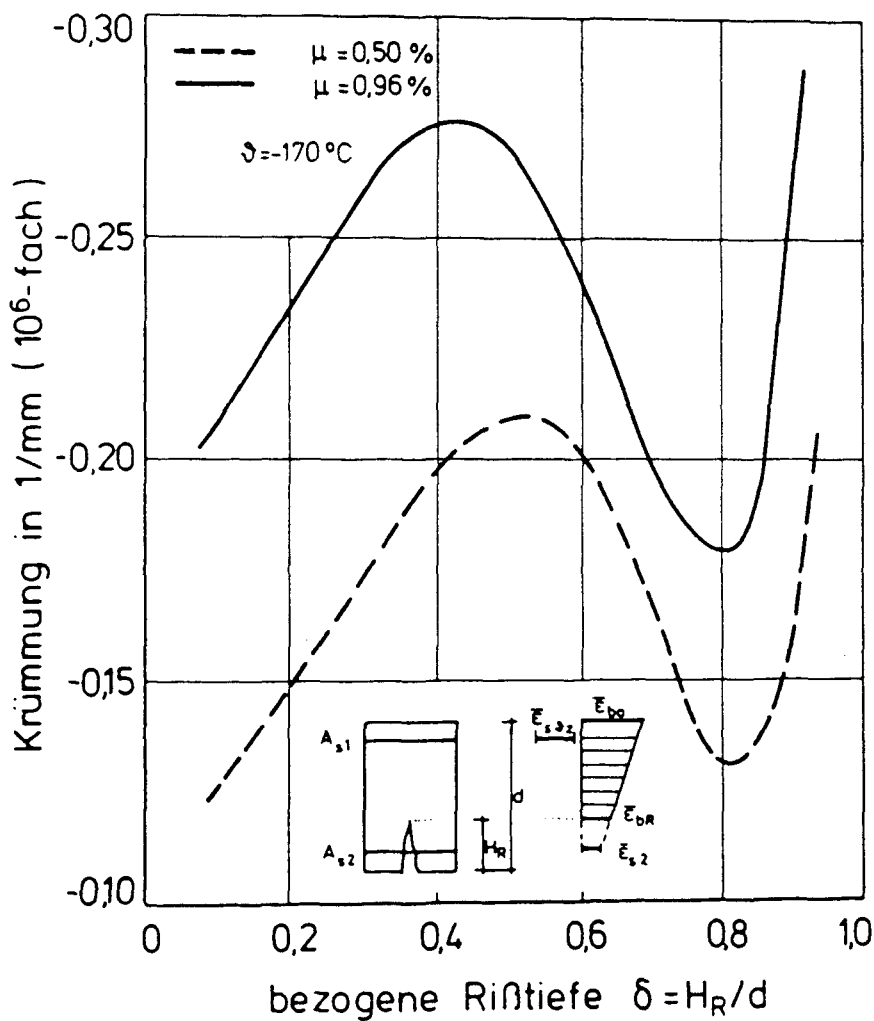


Bild 4.23: Krümmung infolge thermischen Zwangs bei $\Delta T = -170 \text{ °C}$ in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe im Zustand II

4.2.10 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft im Zustand II

Beanspruchung infolge äußerer Lasten bei TT:

Im folgenden wird nur die Lösung angegeben. Der innere thermische Zwang ist in der Lösung nicht enthalten. Unter der Annahme einer dreieckförmigen Betonspannungsverteilung in der Biegedruckzone und mit dem in /85/, Abschnitt 4.6 aufgestellten Gleichungssystem läßt sich die Lastbeanspruchung des Stahlbetonquerschnitts im Zustand II (Bild 4.24) bei TT nach den folgenden Gleichungen berechnen:

$$\xi = \frac{\bar{N} - n_g \cdot E_{bg} \cdot \epsilon_{b1R} (\mu_1 + \mu_2)}{E_{bg} \cdot \epsilon_{b1R}} + \sqrt{\left[\frac{\bar{N} - n_g \cdot E_{bg} \cdot \epsilon_{b1R} (\mu_1 + \mu_2)}{E_{bg} \cdot \epsilon_{b1R}} \right]^2 + 2n_g (\mu_1 \cdot \beta_1 + \mu_2 \cdot \lambda)} \quad (4.84)$$

$$\epsilon_{b1R} = \frac{\bar{M}}{E_{bg} \left[n_g \cdot \mu_2 \cdot \eta_{s2} \left(1 - \frac{\lambda}{\xi} \right) - n_g \cdot \mu_1 \cdot \eta_{s1} \left(1 - \frac{\beta_1}{\xi} \right) - \xi \left(\frac{1}{4} - \frac{\xi}{6} \right) \right]} \quad (4.85)$$

Der Iterationsweg ist in /85/ beschrieben. Mit der bekannten bezogenen Druckzonenhöhe ξ und der Betonranddehnung ϵ_{b1R} lassen sich alle Spannungen und Dehnungen im Rißquerschnitt bestimmen. Zur Berechnung von Biege- und Dehnsteifigkeit im vollständig gerissenen Stahlbetonquerschnitt werden die Krümmung und die Mittendehnung im Rißquerschnitt benötigt:

$$\kappa_R = \frac{\epsilon_{b1R} - \epsilon_{s2R}}{h} \quad \text{Krümmung im Riß} \quad (4.86)$$

$$\epsilon_{mR} = \epsilon_{b1R} + \frac{\epsilon_{s2R} - \epsilon_{b1R}}{2\lambda} \quad \text{Mittendehnung im Riß} \quad (4.87)$$

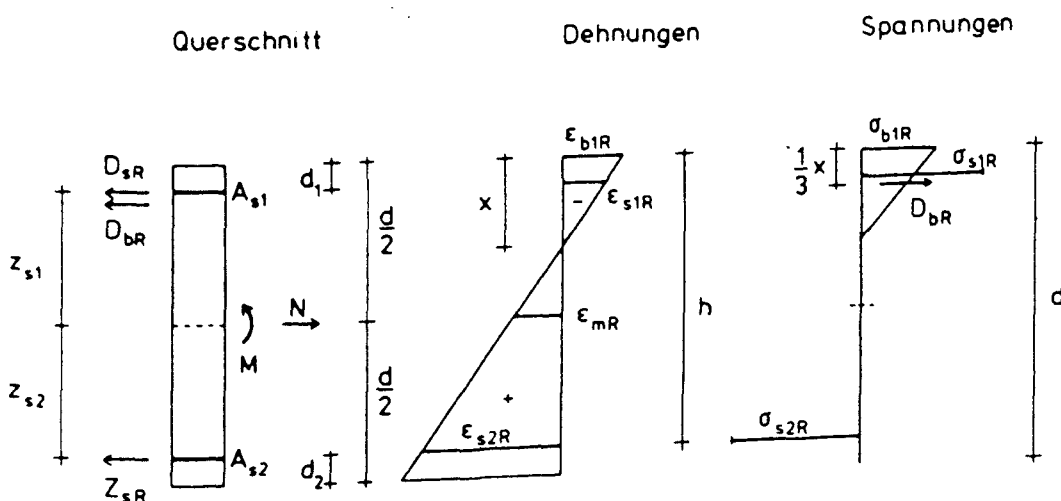


Bild 4.24: Beanspruchungszustand infolge Biegung und Normalkraft im Rißquerschnitt bei tiefen Temperaturen (ohne inneren thermischen Zwang)

Beanspruchung infolge äußerer Lasten bei RT:

Unter der Annahme einer parabel-rechteckförmigen Spannungsverteilung in der Druckzone kann ein der TT-Lösung entsprechender Ansatz für RT angegeben werden:

Völligkeitsbeiwert α

$$\alpha = \frac{-\epsilon_{b1R}}{12 \cdot 10^{-6}} (6 \cdot 10^{-3} + \epsilon_{b1R}) \quad \text{für } |\epsilon_{b1R}| \leq |-2 \cdot 10^{-3}| \quad (4.88)$$

$$\alpha = \frac{3\epsilon_{b1R} + 2 \cdot 10^{-3}}{3\epsilon_{b1R}} \quad \text{für } |\epsilon_{b1R}| \geq |-2 \cdot 10^{-3}| \quad (4.89)$$

$$\xi = \frac{\bar{N} - n \cdot E_b \cdot \epsilon_{b1R} (\mu_1 + \mu_2)}{2 \cdot \alpha \cdot \beta_w} + \sqrt{\left[\frac{\bar{N} - n \cdot E_b \cdot \epsilon_{b1R} (\mu_1 + \mu_2)}{2 \cdot \alpha \cdot \beta_w} \right]^2 + \frac{n \cdot E_b \cdot \epsilon_{b1R} (\lambda \cdot \mu_2 + \beta_1 \cdot \mu_1)}{\alpha \cdot \beta_w}} \quad (4.90)$$

Höhenbeiwert k_a

$$k_a = \frac{8 \cdot 10^{-3} + \epsilon_{b1R}}{24 \cdot 10^{-3} + 4 \cdot \epsilon_{b1R}} \quad \text{für } |\epsilon_{b1R}| \leq |-2 \cdot 10^{-3}| \quad (4.91)$$

$$k_a = \frac{\epsilon_{b1R} \cdot 10^6 (3 \cdot \epsilon_{b1R} + 4 \cdot 10^{-3}) + 2}{2 \cdot \epsilon_{b1R} \cdot 10^6 (3 \cdot \epsilon_{b1R} + 2 \cdot 10^{-3})} \quad \text{für } |\epsilon_{b1R}| \geq |-2 \cdot 10^{-3}| \quad (4.92)$$

$$\epsilon_{b1R} = \frac{\bar{M} + \xi \cdot \alpha \cdot \beta_w \left(\frac{1}{2} - k_a \cdot \xi \right)}{n \cdot E_b \left[\mu_2 \cdot \eta_{s2} \left(1 - \frac{\lambda}{\xi} \right) - \mu_1 \cdot \eta_{s1} \left(1 - \frac{\beta_1}{\xi} \right) \right]} \quad (4.93)$$

4.2.11 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft sowie infolge inneren thermischen Zwangs im Zustand II

Wie in Abschnitt 4.2.9 beschrieben, herrscht im biegebeanspruchten eingerissenen Stahlbetonquerschnitt (Zustand II) innerer thermischer Zwang, da die freien Temperaturdehnungen von Stahl und Beton in der Druckzone infolge des starren Verbundes behindert sind. Die thermische Zwangbeanspruchung, die von der Rißtiefe abhängt, muß mit der Beanspruchung infolge äußerer Lasten überlagert werden. Die Überlagerung kann nach dem folgenden Näherungsverfahren durchgeführt werden:

Zunächst wird die Dehnungsverteilung im eingerissenen Querschnitt infolge Biegung und Normalkraft ermittelt. Es wird nun angenommen, daß sich eine Rißtiefe einstellt, die sich vom Betonaußenrand 2 (Zugzonenrand) bis zur Nulllinie erstreckt. Auf diese Weise wird eine Rißtiefe zur Bestimmung des inneren thermischen Zwangs im Rißquerschnitt vorgegeben. Das Ergebnis wird schließlich nach dem Superpositionsprinzip mit dem Beanspruchungszustand infolge Biegung und Normalkraft überlagert.

Diese Näherung ist gerechtfertigt, da

- der Einfluß des Zugspannungskeils zwischen der Rißwurzel und der Nulllinie auf das Berechnungsergebnis vernachlässigbar klein ist,
- die Verformungen infolge Biegung und Normalkraft um ein Vielfaches größer sind als die Verformungen infolge inneren thermischen Zwangs.

Mit den Ausführungen gemäß Abschnitt 4.2.9 bis 4.2.11 ergibt sich schematisch die in Bild 4.18 dargestellte Beanspruchung im Rißquerschnitt infolge inneren thermischen Zwangs und infolge Biegung und Normalkraft.

Die Superposition liefert für die Gesamtbeanspruchung das folgende Berechnungsergebnis:

$$\text{Stabachse 2: } \sigma_{s2}^{II} = \bar{\sigma}_{s2} + \sigma_{sN}^{II} + \sigma_{sM}^{II} \quad (4.94)$$

$$\epsilon_{s2}^{II} = \bar{\epsilon}_{s2} + \epsilon_{sN}^{II} + \epsilon_{sM}^{II} \quad (4.95)$$

$$\text{Stabachse 1: } \sigma_{s1}^{II} = \sigma_{s1z}^{II} + \sigma_{sN}^{II} + \sigma_{sM}^{II} \quad (4.96)$$

$$\epsilon_{s1}^{II} = \bar{\epsilon}_{s1z}^{II} + \epsilon_{sN}^{II} + \epsilon_{sM}^{II} \quad (4.97)$$

Beton in der Zugzone: $\sigma_{b3}^{II} = 0$ (4.98)

$$\epsilon_{b3}^{II} = \epsilon_{b30} \quad (4.99)$$

Beton am Druckzonenrand: $\sigma_{b3}^{II} = \bar{\sigma}_{b0} + \sigma_{bN}^{II} + \sigma_{bM}^{II}$ (4.100)

$$\epsilon_{b3}^{II} = \epsilon_{b30} + \bar{\epsilon}_0 + \epsilon_{bN}^{II} + \epsilon_{bM}^{II} \quad (4.101)$$

Bei den in der Praxis zu erwartenden geringen bis mittleren Bewehrungsgeraden wird das Versagen der Bauteile durch Fließen der Biegezugbewehrung eingeleitet. Dies traf auch bei den in /85/ behandelten Versuchskörpern zu. In /85/ wird unter dem rechnerischen Bruchmoment einheitlich das Biegemoment bei Erreichen der 0,2 %-Dehngrenze in der Biegezugbewehrung verstanden. Die Versuche in /85/ wurden abgebrochen, sobald die Biegezugbewehrung die Streckgrenze erreichte. Das Erreichen der Streckgrenze konnte an der beschleunigten Zunahme der Verformungen ohne wesentliche Laststeigerung erkannt werden. Das bei Erreichen der Streckgrenze aufgebrachte Biegemoment wird als das im Versuch ermittelte Bruchmoment definiert.

Die Übereinstimmung der rechnerischen Bruchmomente und der in den Versuchen ermittelten Bruchmomente war gut. Die mittlere Abweichung betrug nur ca. 3 % (/85/, Abschnitt 5.2.11).

Dieses Ergebnis bestätigt die Richtigkeit des im Abschnitt 4.2.11 vorgestellten Berechnungsmodells.

4.2.12 Zusammenfassung

Unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußgrößen wurden Rechenansätze formuliert, mit denen die Zwangbeanspruchung in Stahlbetonbauteilen infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl bei Abkühlung auf analytischem Wege ermittelt werden kann. Bei diesen Berechnungen werden nur Materialkennwerte erforderlich, die in Prüfungen bei + 20 °C bestimmt werden können.

Die geschlossenen Rechenansätze können nur für Betone mit geringer und mittlerer Feuchte angewendet werden, da die thermische Dehnung für sehr feuchte Betone noch nicht zuverlässig beschreibbar ist. Bei sehr feuchten Betonen ist die freie thermische Betondehnung in TT-Versuchen zu bestimmen.

Unter Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs infolge TT werden Berechnungsansätze aufgestellt, mit denen die Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge zentrischen Zugs, Biegung sowie Biegung und Längszugkraft im Zustand I und II zutreffend beschrieben werden kann.

Eine Anwendung der Rechenansätze auf Spannbetonbauteile ist möglich. Dies setzt allerdings voraus, daß das thermische Dehnverhalten des Betons im TT-Bereich unter der vorgegebenen Vorspannung bekannt ist.

5. MODELL ZUR BESCHREIBUNG VON VERFORMUNG UND RISSBILDUNG VON STAHLBETON-ZUGSTÄBEN BEI TIEFER TEMPERATUR

5.1 Vorbemerkungen

Bei Normaltemperatur wird der mittlere Endrißabstand in Abhängigkeit von Stabdurchmesser, Bewehrungsgrad und Betondeckung formuliert. Durch sog. k-Faktoren wird der Einfluß der Belastungsart (Biegung oder Zug, Form der Spannungen im Zustand I) und der Einfluß der Betonzugfestigkeit sowie der mittleren Verbundspannung auf die Rißbildung berücksichtigt. Versuche haben gezeigt, vgl. /90, 92/, daß der Verbundwiderstand und die Betonzugfestigkeit durch sinkende Temperatur unterschiedlich verfestigt werden.

Der Einfluß tiefer Temperaturen auf die Rißbildung wurde an zentrisch gezogenen Stahlbeton-Dehnkörpern studiert /90/.

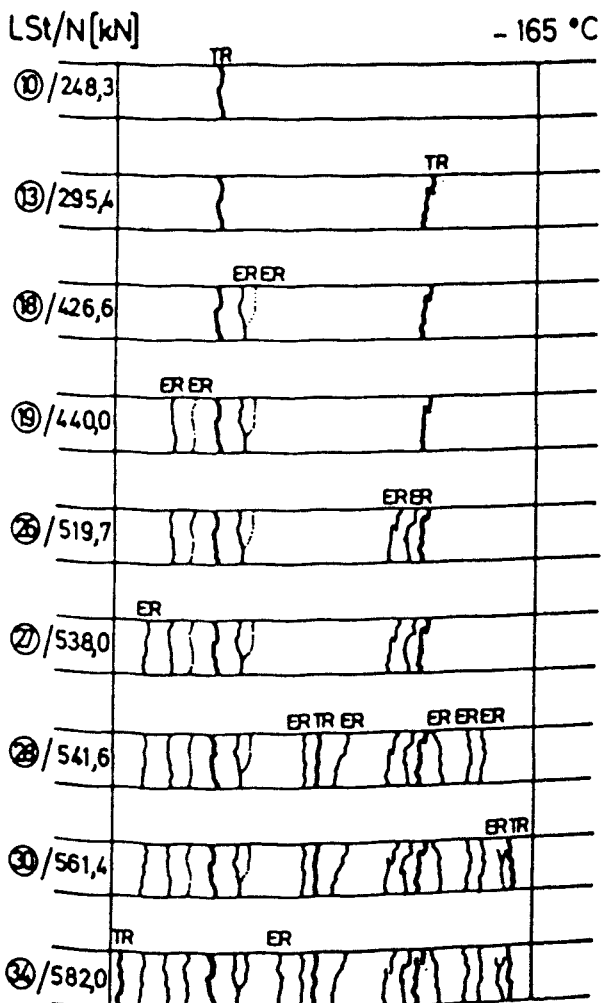
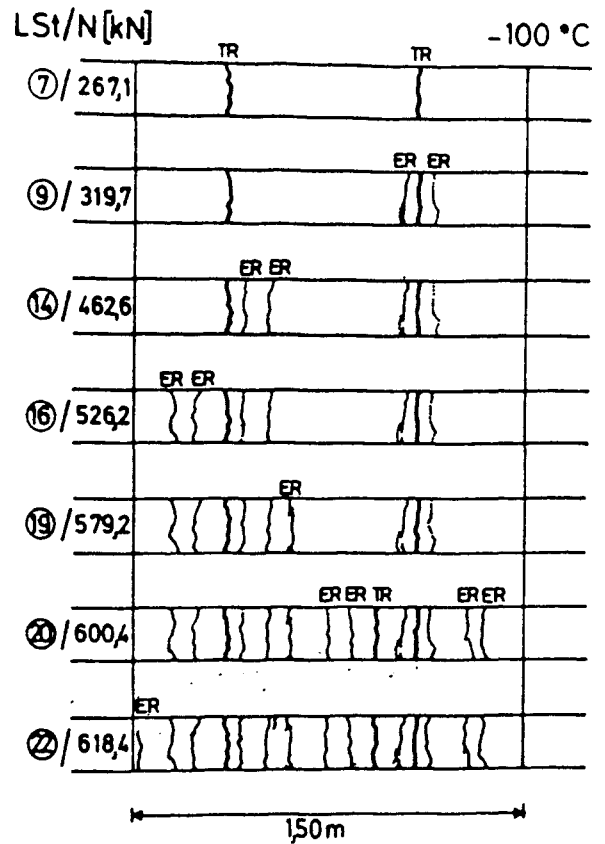
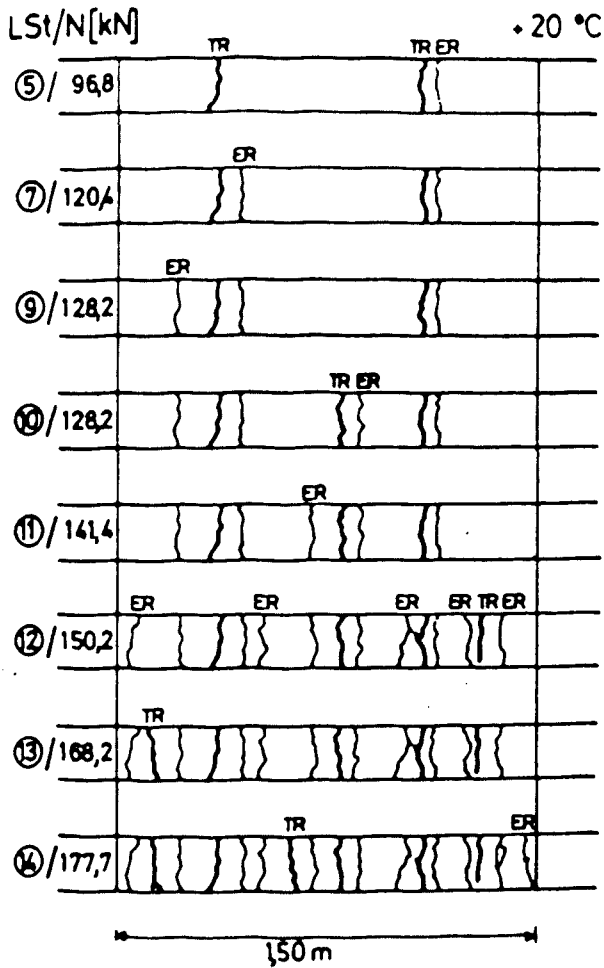
Im folgenden wird das Verhalten von mittig gezogenen Stahlbetonstäben bei TT durch ein für RT gültiges, aber für TT modifiziertes Modell beschrieben.

5.2 Einfluß tiefer Temperaturen auf die Rißbildung

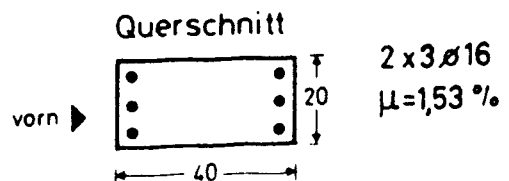
5.2.1 Ablauf der Rißbildung

Tiefe Temperaturen üben nur einen geringen Einfluß auf das stabilisierte Rißbild von zentrisch gezogenen Dehnkörpern aus, vgl. /90/. Dies gilt auch für die Rißentwicklung. Der prinzipielle Fortschritt der Rißbildung bei TT kann wie folgt beschrieben werden, vgl. auch Bild 5.1:

- Im Querschnitt mit geringster Betonzugfestigkeit bildet sich der erste Trennriß.
- In dessen Nachbarschaft bilden sich zunächst ausschließlich Einrisse.
- Erst nach abgeschlossener Einrißbildung beiderseits des bestehenden Trennrisses treten weitere Trennrisse auf.
- Neben diesen bilden sich wieder Einrisse usw.
- Durch die Neigung der Einrisse auf den Körperbreitseiten können sie einem bestehenden Trennriß zugeordnet werden.



PZ - Beton 1 : 6,4 : 0,8
Lagerung in Folie
BSt 420 / 500 RU



TR Trennriß
ER Einriß
| Rißbildung konnte nicht detektiert werden

Bild 5.1:

Entwicklung des Rißbildes an der vorderen Seitenfläche der Dehnkörper in Abhängigkeit von der Temperatur

- Der Ort der Einrißbildung ist nicht zufällig. Die Rißbildung konzentriert sich um Trennrisse.

Bei RT wird eine ähnliche Rißbildung beobachtet, vgl. Bild 5.1. Allerdings ist die Anzahl der Einrisse geringer als bei TT; der Trennrißabstand ist bei RT geringer als bei TT.

Die Kombination von Trenn- und Einrissen hängt mit der Tatsache zusammen, daß die Einleitungslänge der Verbundkräfte kleiner als die Krafteinleitungslänge ist. Die Rißbildung wird also durch die Überlagerung eines Scheibenspannungszustands und eines eher örtlich begrenzten Spannungszustands infolge der Verbundkräfte beeinflusst. Wegen der Verbundversteifung durch tiefe Temperaturen und der damit verbundenen konzentrierten Verbundkrafteinleitung ist die Einrißbildung bei tiefer Temperatur ausgeprägter als bei Normaltemperatur.

Man erkennt, daß solche Ansätze, die Rißabstand und -breite, mittlere Dehnung und Steifigkeit auf Basis eines Stabmodells mit Trennrissen beschreiben, für hier beobachtete Rißbildung nicht zutreffen. Aber auch Ansätze, die eine randnahe, wirksame Betonzugzone herauschneiden und diese als Dehnkörper betrachten, erfassen das Problem unzutreffend. Daran ändert sich nichts, auch wenn man die Spannungen und Verzerrungen verbundorientiert, also mit der DGL des verschieblichen Verbundes, beschreibt. Trenn- und Einrisse sind unterschiedliche Rißtypen; ihre Breiten gehören unterschiedlichen Grundgesamtheiten an, weil die Rißstahlspannungen auf unterschiedlichen Niveaus liegen, vgl. auch Abschnitt 5.4.

5.2.2 Erstrißstahlspannung

Zur Bestimmung der Erstrißstahlspannung ist die zentrische Betonzugfestigkeit erforderlich. Wie bereits in Abschnitt 3.3.7 erwähnt, ist aber deren Beschreibung noch nicht gelungen, weshalb sie über die Spaltzugfestigkeit geschätzt werden muß.

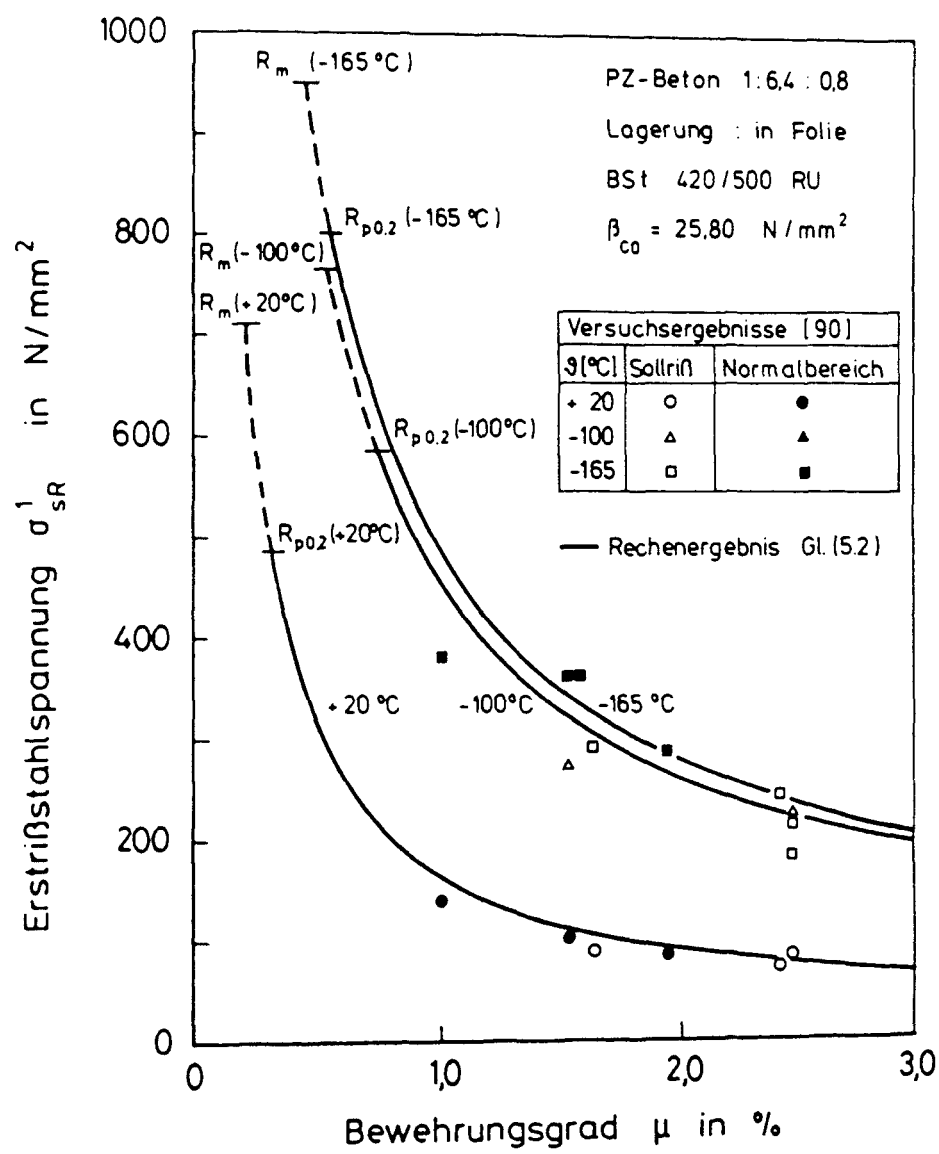


Bild 5.2: Erststahlspannung in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad und Tieftemperatur - Vergleich von Versuch und Rechnung

Die Umrechnung der mittleren Spaltzugfestigkeit in die mittlere zentrische Zugfestigkeit von Beton kann mit den in /96/ angegebenen Beiwerten erfolgen, wobei auch die Streuung der Betonzugfestigkeit berücksichtigt werden kann (5 %- und 95 %-Fraktile). Die zentrische Zugfestigkeit kann auf Grundlage von Gl. (3.17) wie folgt beschrieben werden:

$$\begin{aligned}\beta_{z9,5\%} &= 0,174 \beta_{c9}^{2/3} \\ \beta_{z9,m} &= 0,284 \beta_{c9}^{2/3} \\ \beta_{z9,95\%} &= 0,394 \beta_{c9}^{2/3}\end{aligned}\tag{5.1}$$

Hierin ist β_c die mittlere Zylinderdruckfestigkeit.

Damit ergibt sich die Stahlspannung bei Erstrißbildung in Abhängigkeit von der Temperatur wie folgt:

$$\sigma_{sR9}^1 = \frac{1 + n_9 \cdot \mu}{\mu} (0,174 \beta_{c9}^{2/3} - \sigma_{bz})\tag{5.2}$$

Bild 5.2 zeigt den Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen aus /90/ und den Ergebnissen nach Gl. (5.2). Es zeigt sich eine brauchbare Übereinstimmung.

5.2.3 Rißabstände

Wie in Abschnitt 5.2.1 aufgezeigt wurde, muß der Einfluß der Krafteinleitung bei der Bestimmung der Rißabstände für Dehnkörper mit an den Seitenflächen konzentrierter Bewehrung Beachtung finden. Die verbundorientierte Lösung kann zu keiner befriedigenden Lösung führen. Die Beschreibung des mittleren Endrißabstandes mit den in /22, 77, 16, 84/ angegebenen Ansätzen oder mit der geschlossenen Lösung nach /51/ wird daher bei TT nicht weiter verfolgt.

In /5, 6, 12, 13/ wird ein Kriterium der Rißbildung infolge Einleitung einer äußeren Kraft in den Betonkörper formuliert. In Abhängigkeit von der Betondeckung und vom Stababstand wurde folgender Ansatz für den mittleren Endrißabstand entwickelt:

$$s_{Rme} = k \cdot t_e\tag{5.3}$$

mit

$$k = 1,5 \div 2,5; \quad k_m = 2,0.$$

Dabei ist t_e die effektive Betondeckung, die sich nach /13/ über die Betondeckung c und den Stababstand s ergibt. In Bild 5.3 sind die Versuchsergebnisse den Ergebnissen dieses Rechenansatzes gegenübergestellt. Sowohl für RT als auch TT werden die in /90/ gemessenen Rißabstände mit diesem Ansatz befriedigend beschrieben.

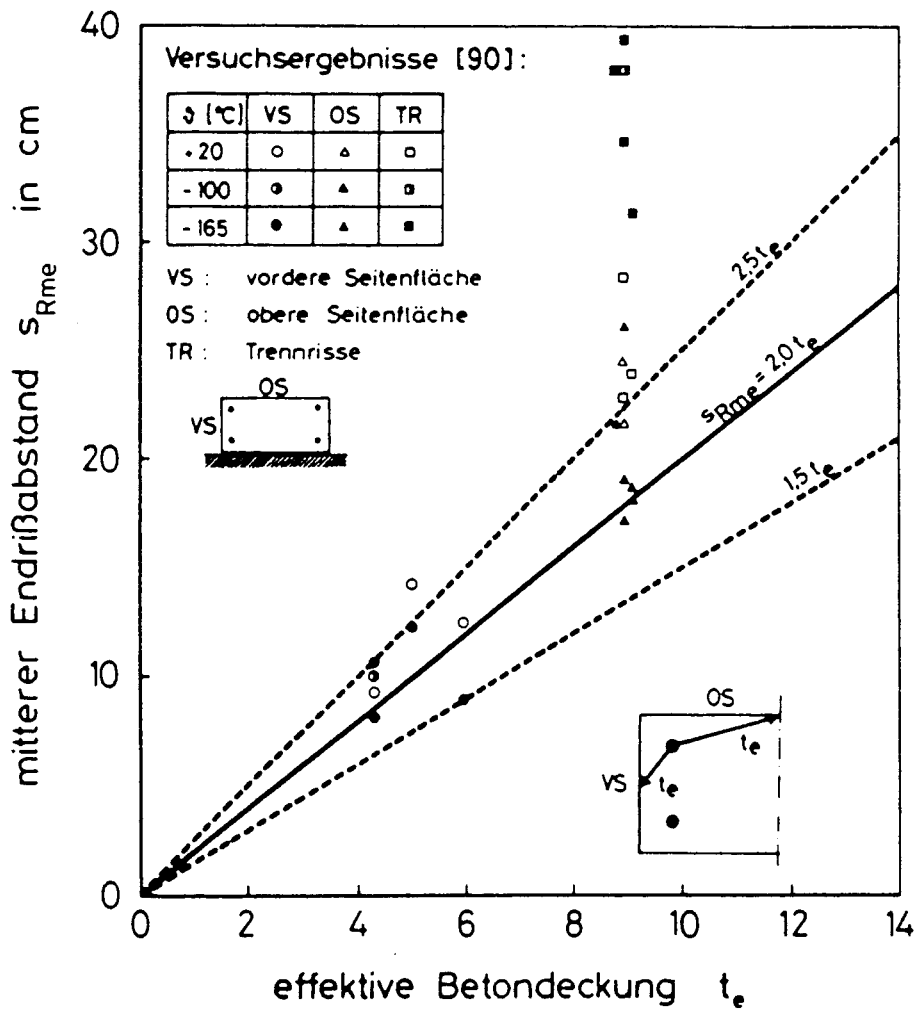


Bild 5.3: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit von der effektiven Betondeckung /12, 13/
- Gegenüberstellung von Versuchs- und Rechenergebnissen

Lediglich die Trennrißabstände bei TT liegen weit über den rechnerischen Linien. Der mittlere Trennrißabstand des stabilisierten Rißbildes bei TT kann in Näherung mit $0,75 \div 1,0 \cdot d$ (d = Balkenhöhe) angegeben werden.

5.2.4 Rißbreiten

In den Versuchen /90/ konnten die Rißbreiten nur an zwei vorgezeichneten Sollrissen gemessen werden. Diese Versuche erlauben also nur eine qualitative Abschätzung des Einflusses tiefer Temperaturen auf die Rißbreite.

Einen Ansatz zur Beschreibung der kritischen oder charakteristischen Rißbreite, dies ist der für die Begrenzung der Rißbreiten interessierende Größtwert (ca. 95 %-Fraktile von w_m), wird in /63/ auf der Grundlage der aus der Literatur bekannten Versuche formuliert:

$$w_k = k_4 \left(50 + \frac{1}{4} k_2 \cdot k_3 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \right) \frac{\sigma_{sR}}{E_s} \left(1 - k_5 \cdot k_6 \frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_{sR}} \right) \quad (5.4)$$

Über die Faktoren wird bei zentrischem Zug, gerippten Bewehrungsstäben und Erstbelastung wie folgt verfügt:

$$\begin{aligned} k_4 &= 1,7 & k_5 &= 1,0 \\ k_2 &= 0,5 & k_6 &= \frac{1}{2 k_2} = 1,0 \\ k_3 &= 1,0 \end{aligned} \quad \frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_{sR}} = \left(\frac{\sigma_{sR}^1}{\sigma_{sR}} \right)^2 \leq 0,5$$

Die Beschreibung der mittleren Rißbreite w_m erfordert $k_4 = 1,0$.

Als Voraussetzung beinhaltet dieser Ansatz eine unter Verwendung der o.g. k-Faktoren zutreffende Beschreibung des mittleren Rißabstands. Wie in den Abschnitten 5.2.1 und 5.2.3 aufgezeigt, gilt diese bei den in /90/ geprüften Dehnkörpern nicht mehr uneingeschränkt. Allerdings konnte eine zutreffende Beschreibung des Abstands der Trennrisse, zu diesem Rißtyp gehören die Sollrisse, bei RT aufgezeigt werden. Daher könnte eine Anwendung der Beschreibung der Rißbreiten der Sollrisse mit Gl. (5.4) bei RT gerechtfertigt werden. Bei TT wird die Voraussetzung nicht erfüllt. Dies ist bei den folgenden Darstellungen und deren Interpretation zu beachten.

Bei RT grenzen die rechnerischen Linien für die mittlere und kritische Rißbreite nach Gl. (5.4) die gemessene Breite der Sollrisse ein, vgl. Bild 5.4. Dies trifft bei TT nicht immer zu, vgl. Bild 5.5. Gl. (5.4) vermag die gemess-

sene Rißbreite nicht mehr treffend einzugrenzen. Die veränderte Rißbildung bei TT sowie die unterschiedliche tieftemperaturbedingte Verfestigung von Verbundwiderstand und Betonzugfestigkeit entsprechen nicht mehr den in /63/ benutzten Grundlagen. Die Gl. (5.4) bzw. die o.g. k-Faktoren sind bei TT nicht mehr uneingeschränkt gültig.

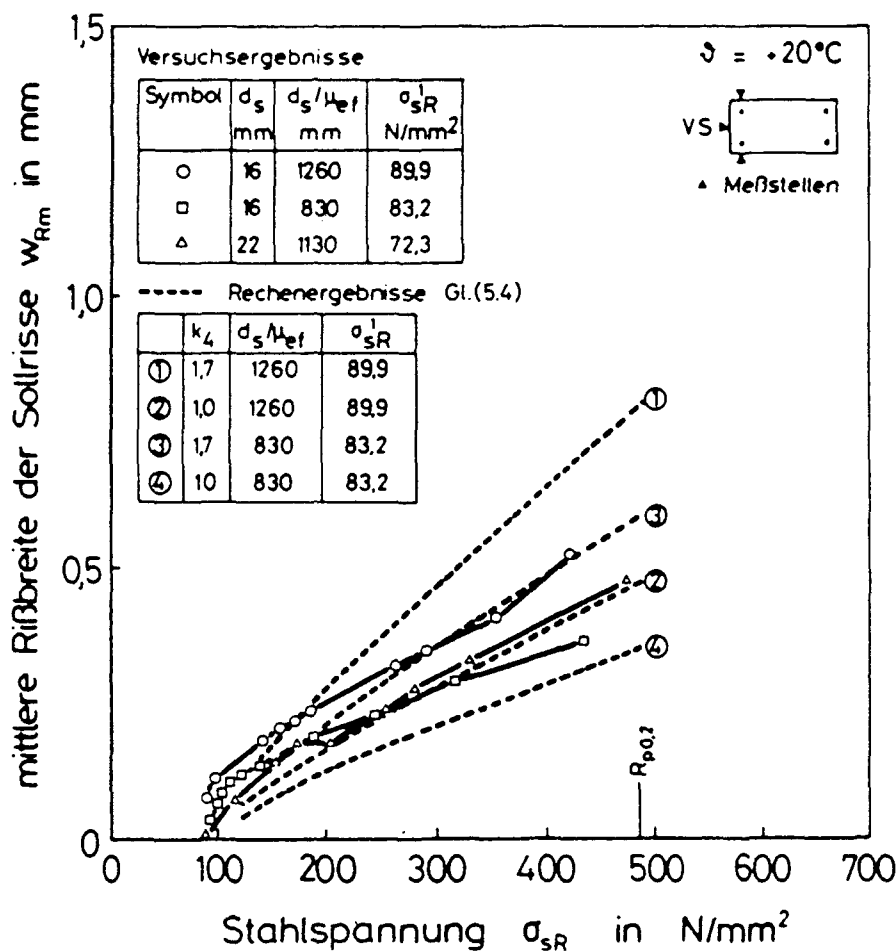


Bild 5.4: Rißbreite bei + 20 °C in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad - Vergleich Versuch und Rechnung

Auch die bei TT beobachteten sprunghaften Zunahmen der Rißbreiten bei höheren Beanspruchungen sind mit Gl. (5.4) nicht beschreibbar. Eine Beanspruchungsgrenze gegenüber den sprunghaften Zunahmen der Rißbreite kann Gl. (4.11) liefern. Durch Umrechnung der Verbundspannung in die Stahlspannung bei einem Rißabstand von ca. 10 cm $\approx 6 d_s$ kann diese Grenzspannung wie folgt beschrieben werden:

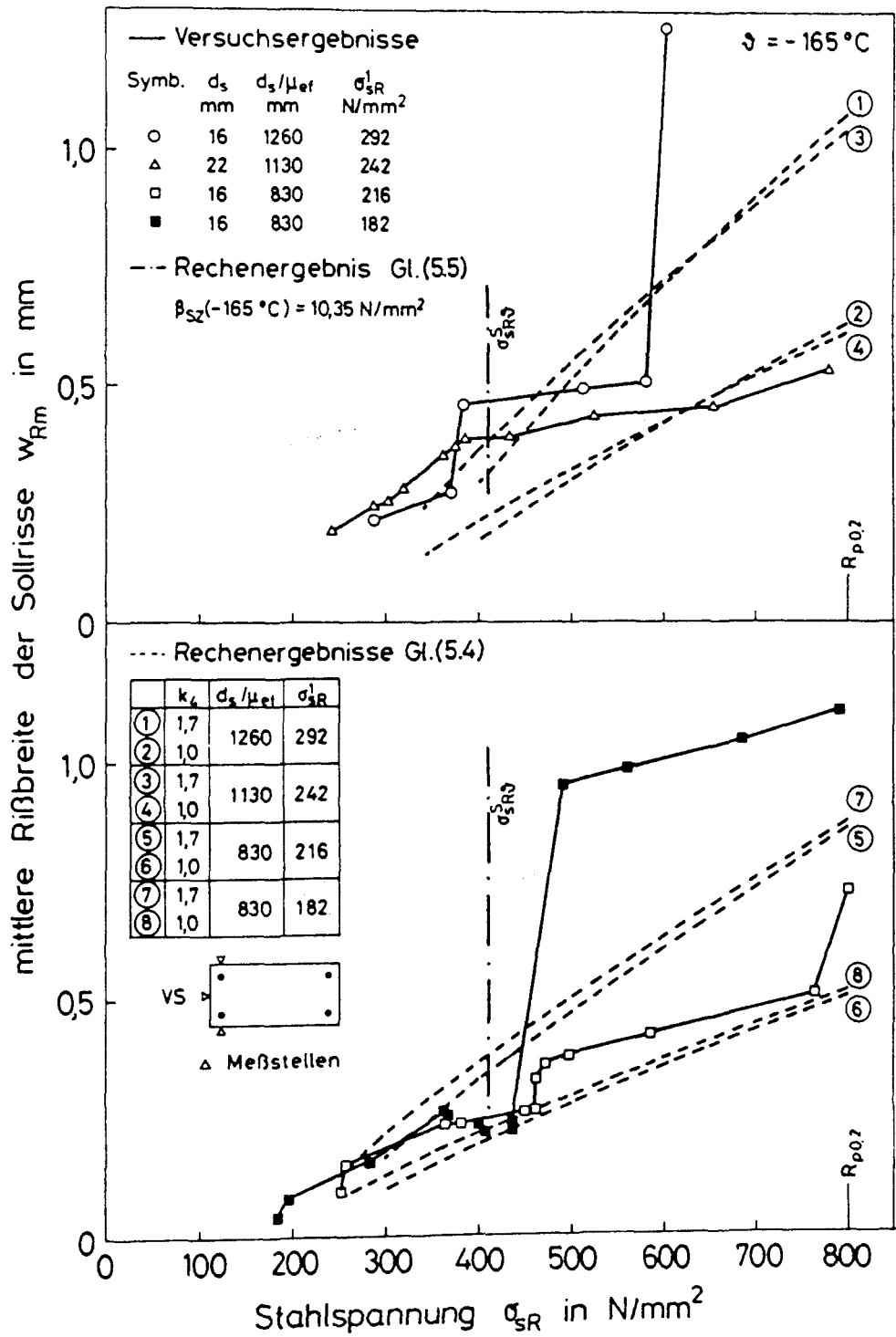


Bild 5.5: Rißbreite bei - 165 °C in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad - Vergleich Versuch und Rechnung

$$\sigma_{sR,s}^s = 8,0 \beta_{szs} \left(2 \frac{c}{d_s} + 1 \right) \quad (5.5)$$

Diese Grenzspannung steht in gutem Einklang mit den Versuchsergebnissen, vgl. Bild 5.5.

5.3 Mitwirkung des Betons

5.3.1 Normalkraft-Dehnungsverlauf

Die mittlere Dehnung des zentrisch gezogenen Stahlbetonstabs im Zustand II kann mit folgendem globalen Ansatz beschrieben werden /79/:

$$\epsilon_m = \epsilon_{sR} \left[1 - \left(\frac{\beta_z}{\mu \cdot \sigma_{sR}} \right)^2 (1 + n \cdot \mu) \right] \quad (5.6)$$

Aufgrund ihrer Herleitung für den Ort der Rißkräfte beschreibt Gl. (5.6) die obere Einhüllende der $N-\epsilon_m$ -Linien. Sie beinhaltet verschmiert die Streuung der Betonzugfestigkeit und den Verbund. Weiter ist zu beachten, daß Gl. (5.6) nur für eine kontinuierliche Rißteilung durch Trennrißbildung gilt. Dies ist beim gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzten Querschnitt der Fall, bei dem die Einleitungslänge l_1 des Verbunds deutlich größer ist als die St.Venantsche Störlänge l_k /98/. Diese Voraussetzungen werden von den in /90/ geprüften Dehnkörpern nicht erfüllt, vgl. auch Abschnitt 5.2.1.

Da z. Z. eine geschlossene Lösung zur Beschreibung der mittleren Dehnung unter Berücksichtigung unterschiedlicher Rißtypen nicht möglich erscheint, muß Gl. (5.6) vorerst als Näherungsansatz benutzt werden.

Für die Anwendung von Gl. (5.6) im TT-Bereich ist die für Erstrißbildung gültige Betonzugfestigkeit Gl. (5.1) sowie die Vorstauchung des Betons infolge thermischen Zwangs, Abschnitt 4.2, in Gl. (5.6) einzuführen. Die mittlere Dehnung von Stahlbetonzugstäben kann dann in Abhängigkeit von der Temperatur und der Zugkraft N formuliert werden:

$$\frac{\epsilon_{m,s}}{\epsilon_{sR}} = 1 - \left[\frac{(0,174 \beta_{cs}^{2/3} - \sigma_{bsz}) \cdot A_b}{N} \right]^2 (1 + n_s \cdot \mu) \quad (5.7)$$

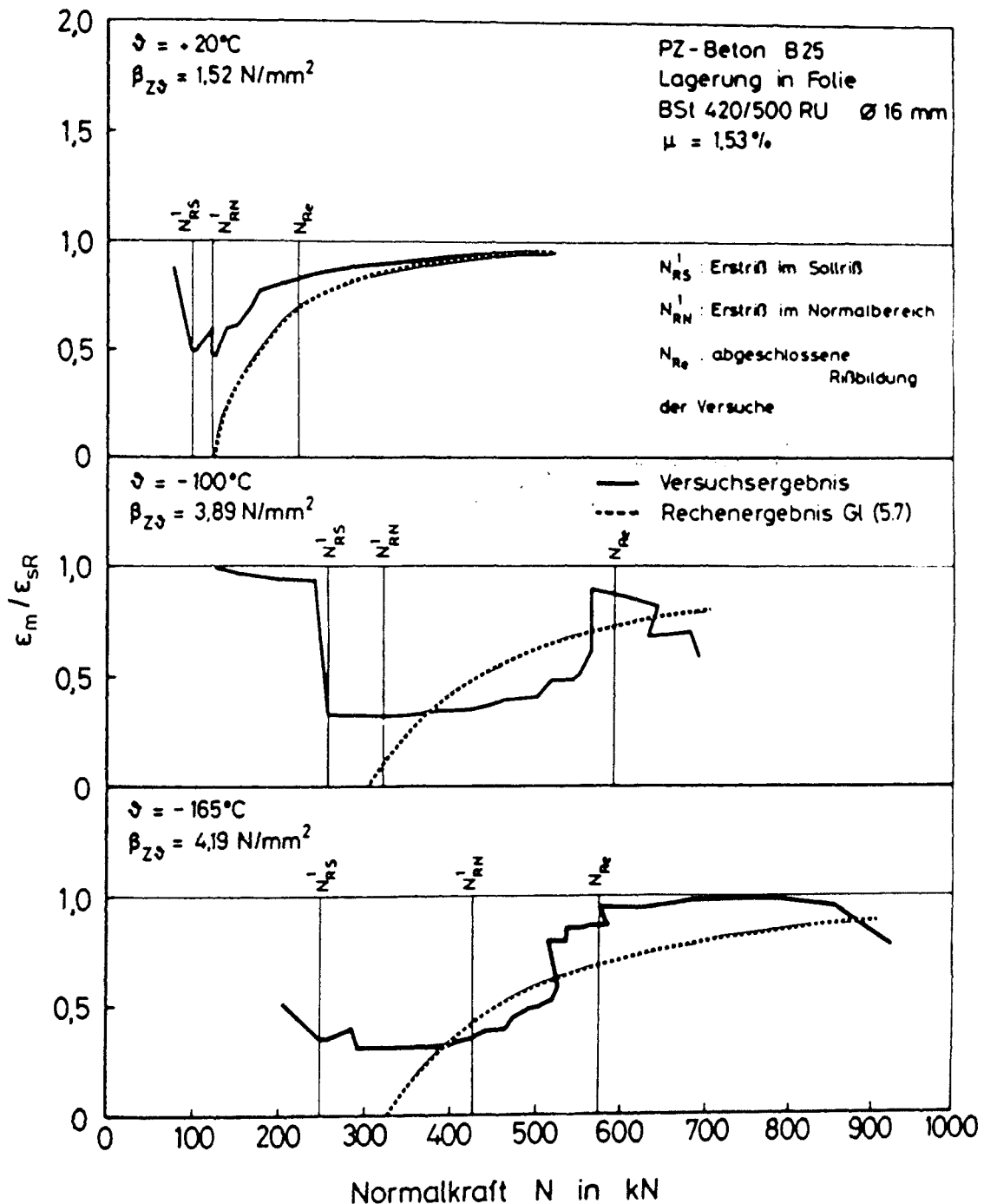


Bild 5.6: Mitwirkung des Betons in Abhängigkeit von der Temperatur - Vergleich Versuch und Rechnung

Der Einfluß des inneren thermischen Zwangs geht mit fortschreitender Rißbildung zunehmend verloren.

Bild 5.6 enthält den Vergleich zwischen Ergebnissen aus Versuchen /90/ und denen von Gl. (5.7) in Abhängigkeit von der Temperatur. Ab der Erstrißlast fällt das gemessene Verhältnis $\epsilon_m / \epsilon_{SR}$ steil ab, verläuft nahezu konstant bis

zur Erstrißlast im Normalbereich, wächst danach mit steigender Beanspruchung an und nähert sich bei hoher Beanspruchung dem Wert 1. Für $N \geq N_R^1$ gibt der Abstand zwischen der Geraden $\epsilon_m/\epsilon_{sR} = 1$ und der Kurve $\epsilon_m/\epsilon_{sR} = f(N)$ die Größe der Mitwirkung des Betons an.

Berechnung und Versuche erbringen tendentiell ähnliche Ergebnisse, doch treten zum Teil größere Unterschiede auf. Neben den zuvor geschilderten Schwächen des Ansatzes sind hierfür noch Gründe versuchstechnischer Art zu nennen. Außerdem vermag Gl. (5.7) nicht die aus den Verschiebungssprüngen zwischen Beton und Bewehrungsstab bei TT resultierenden sprunghaften Abnahmen der Mitwirkung des Betons zu beschreiben.

5.3.2 Änderung der Dehnsteifigkeit durch Ribbildung

Die rechnerische Dehnsteifigkeit eines Stahlbetonbauteils im Zustand I ist:

$$\begin{aligned} K_{Dg}^I &= E_{bg} \cdot A_{ig} \\ &= E_{bg} \cdot A_b \cdot [1 + (n_g - 1) \mu] \end{aligned} \quad (5.8)$$

mit E_{bg} und E_{sg} nach Gln. (3.15) und (3.4).

Durch Einführen der Zugkraft N und der mittleren Dehnung ϵ_m in Gl. (5.8) ergibt sich im Zustand II:

$$K_{Dg}^{II} = \frac{N}{\epsilon_{mg}} \quad (5.9)$$

Benutzt man für ϵ_{mg} den Näherungsansatz nach Gl. (5.7) und setzt $\sigma_{sR} = N/A_s$, so erhält man mit Gln. (5.8) und (5.9) die bezogene Dehnsteifigkeit:

$$k_s = \frac{K_{Dg}^{II}}{K_{Dg}^I} = \frac{N}{\epsilon_{mg} \cdot E_{bg} \cdot A_{ig}} \quad (5.10)$$

mit

$$\epsilon_{mg} = \frac{N}{A_s E_{sg}} \left[1 - \left(\frac{\beta_{zg} - \sigma_{bgz}}{N} A_b \right)^2 (1 + n_g \cdot \mu) \right]$$

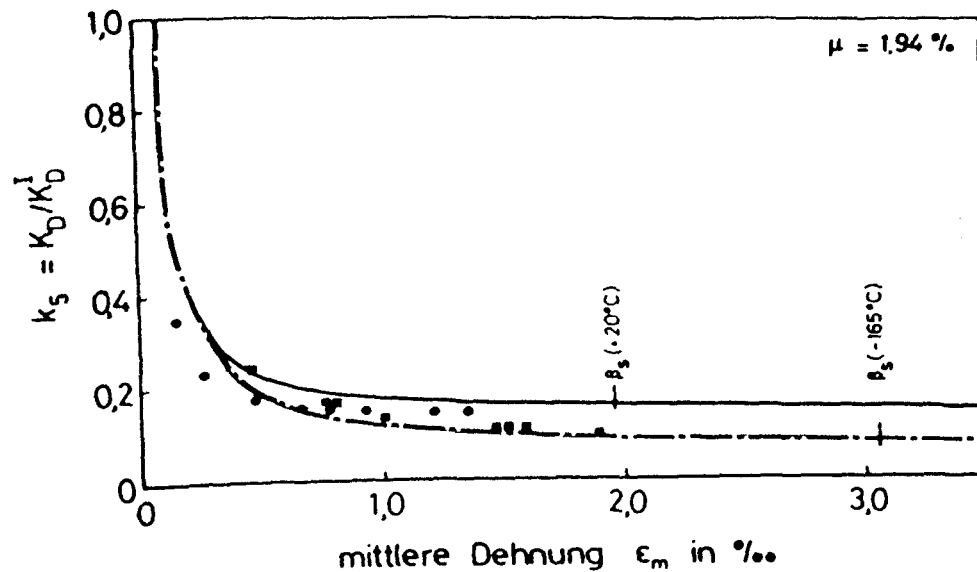
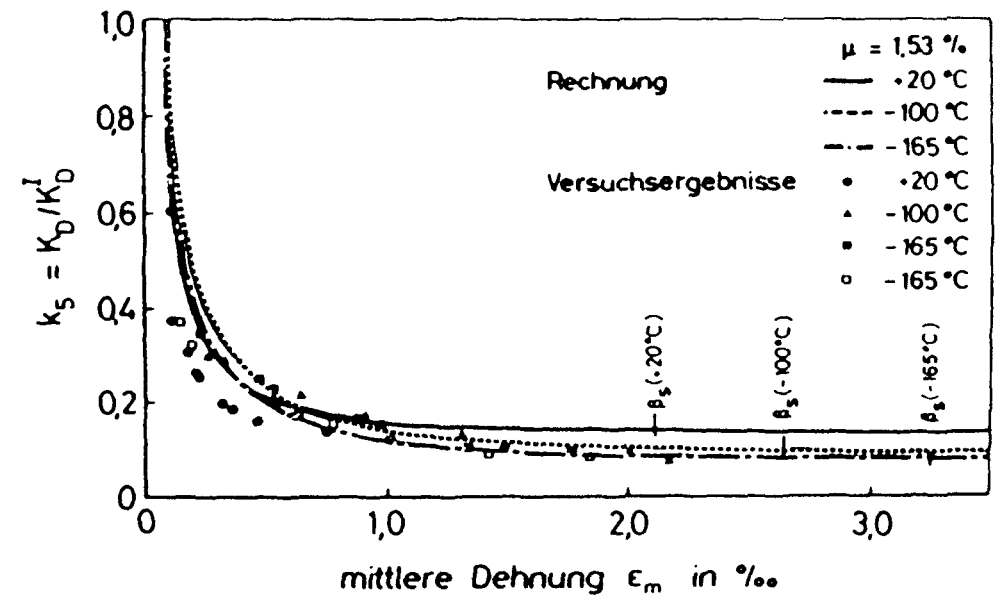
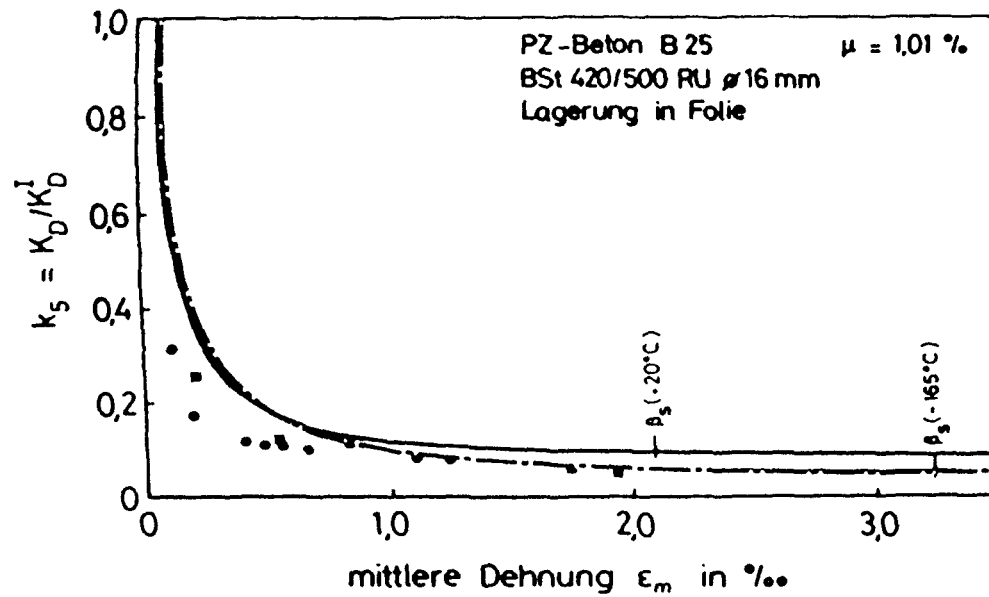


Bild 5.7: Gemessene und gerechnete bezogene Dehnsteifigkeit in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad und von der Temperatur

Bild 5.7 zeigt den Vergleich zwischen Rechnung und Versuch in Abhängigkeit von Temperatur und Bewehrungsgrad. Die Übereinstimmung ist gut. Die prozentuale Abnahme der Dehnsteifigkeit infolge Ribbildung ist nahezu temperaturunabhängig. Der Einfluß des Bewehrungsgrads ist bei RT und TT ähnlich.

Die Gültigkeit der Kurven endet, wenn im Rib die Streckgrenze des Bewehrungsstahls β_{sg} erreicht wird. Sowohl Berechnungs- als auch Versuchsergebnisse zeigen schon meist vor diesem Grenzwert nur noch einen geringen Abstand zum theoretischen Endwert der Dehnsteifigkeit $K_{De}^{II} = A_s \cdot E_{sg}$.

5.4 Beschreibung der Stahlspannungen entlang der Stabachse

Solange ideal-elastisches Materialverhalten und die Bernoulli-Navier-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnittsflächen vorausgesetzt werden darf, kann man mit einem Verbundgesetz der Form von Gl. (4.2) und mit den Herleitungen in /51, 66/ die Stahlspannung entlang der Stabachse beschreiben:

$$\sigma_{sg}(x) = \left[1 + \frac{\sigma_{sgR} - \sigma_{sg}^I}{\sigma_{sg}^I} \left(\frac{l_{1g} - x}{l_{1g}} \right)^{\frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)}} \right] \sigma_{sg}^I \quad (5.11)$$

mit der Einleitungslänge l_1 :

$$l_{1g} = \left[\frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)} \cdot \frac{d_s}{4\beta_{cg} \cdot a(\vartheta)} (\sigma_{sgR} - \sigma_{sg}^I) \left(\frac{2}{1-B(\vartheta)} \cdot \frac{E_{sg}}{\sigma_{sgR}} \right)^{B(\vartheta)} \right]^{\frac{1}{1+B(\vartheta)}} \quad (5.12)$$

Ideal-elastisches Materialverhalten kann bei TT sowohl für Beton als auch Stahl angenommen werden, vgl. Abschnitt 3. Der geringe Einfluß der Betonverformungen innerhalb der Einleitungslänge auf die Veränderung der Stahlspannungen kann vernachlässigt werden. Somit können Betonspannungsgradienten vorerst unberücksichtigt bleiben.

Die Rechenergebnisse der Gln. (5.11) und (5.12) unter Verwendung der mittleren Koeffizienten des TT-Verbundgesetzes, Gln. (4.2) und (4.3), wurden mit Versuchsergebnissen aus /90/ verglichen. Für die beim Betonieren unten liegende Bewehrung zeigen Rechnung und Versuch eine befriedigende Übereinstimmung, vgl.

Bild 5.8. Allerdings endet die Gültigkeit von Gl. (5.11), sobald sich bei TT die ersten Einrisse bilden, vgl. Bild 5.8. In den Einrißquerschnitten ist noch ein deutliches Mitwirken des Betons auf Zug zu erkennen. Eine Beschreibung der Stahlspannung im Einriß ist mit der DGL des verschieblichen Verbunds nicht möglich.

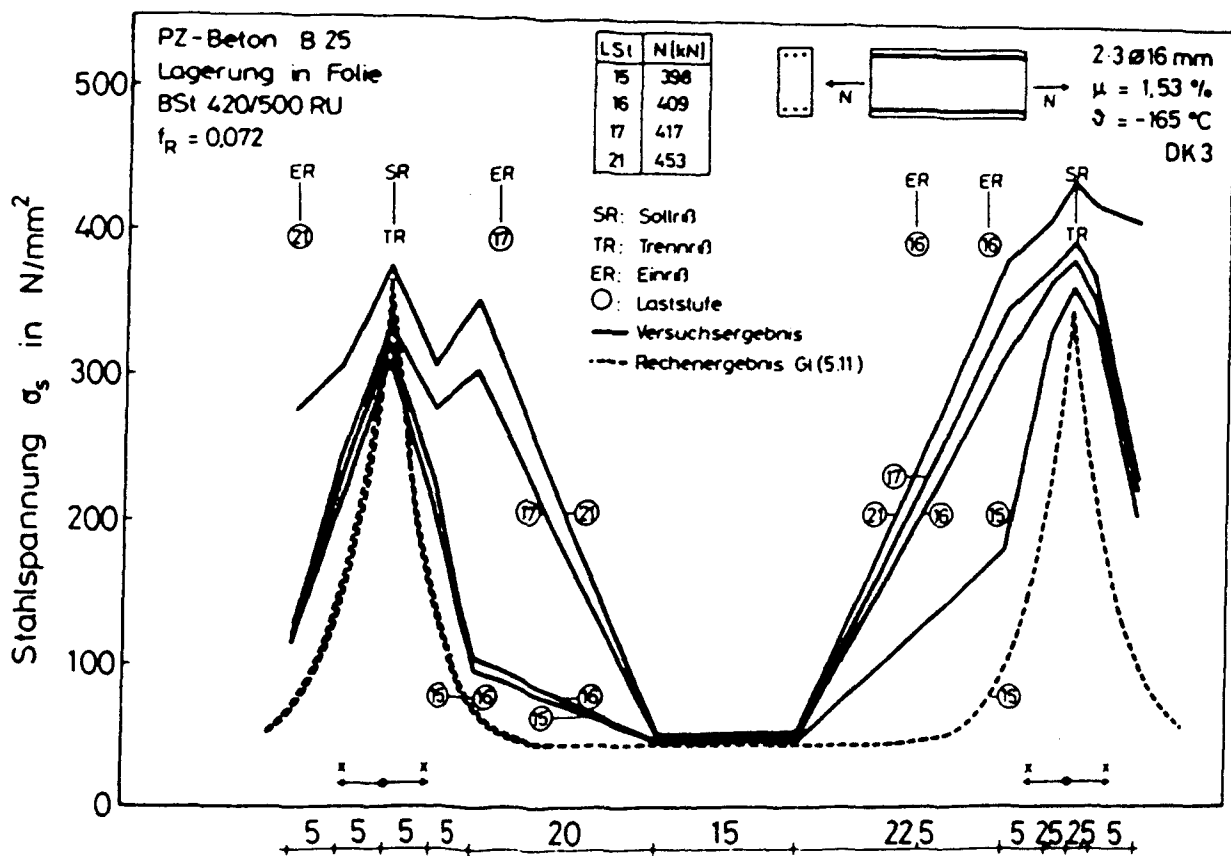


Bild 5.8: Gemessene und gerechnete Stahlspannungen entlang der Stabachse bei verschiedenen Laststufen ($\theta = -165\text{ }^{\circ}\text{C}$; $\mu = 1,53\text{ }\%$)

Für beim Betonieren oben liegende Bewehrungsstäbe muß gegenüber den unten liegenden ein geringerer Verbundwiderstand angenommen werden. Diese Abminderung liegt nach /61/ bei ca. 50 %. Eine Beschreibung der Stahlspannungen entlang der Stabachse gelingt für oben liegende Stäbe, wenn die untere Bandbreite des TT-Verbundgesetzes bei der Rechnung verwendet wird, vgl. /90/.

5.5 Zusammenfassung

Zur Beschreibung des Spannungs- und Verformungszustands sowie der Ribbildung von Dehnkörpern wurden Berechnungsgleichungen bzw. -modelle entwickelt, die auch den Einfluß tiefer Temperaturen berücksichtigen. Dabei wurde von Rechenansätzen ausgegangen, deren Gültigkeit bei Normalbedingungen hinlänglich nachgewiesen wurde. Durch Einführen der zuvor in dieser Arbeit hergeleiteten Berechnungsgleichungen für die TT-Materialkenndaten, den Verbundwiderstand und den inneren thermischen Zwang wurde eine Anwendung dieser Ansätze im Tieftemperaturbereich ermöglicht.

Eine allgemeine Beschreibung des Verhaltens von Dehnkörpern bei TT gelang mit diesen Ansätzen aber nicht. Die bei der Herleitung der Rechenansätze zugrunde gelegten Voraussetzungen, wie Ebenbleiben der Querschnitte, kontinuierliche Ribteilung durch Trennrisse, werden von den in /90/ dargestellten Ergebnissen aus Dehnversuchen auch in Näherung nicht erfüllt. Nur für den Zustand I und für Berechnungen, bei denen die Betonverformungen nur unbedeutende Einflüsse ausüben und somit vernachlässigbar sind, kann sowohl bei RT als auch bei TT von diesen Ansätzen ausgegangen werden.

Zur Entwicklung der Ribbreite bei tiefen Temperaturen sind nur erste Anhalte bekannt. Die in den Ausziehversuchen beobachteten Verschiebungssprünge treten auch in Stahlbetonbauteilen auf. Sie führten zu sprunghaften Vergrößerungen der Ribbreite. Mit den aus den TT-Verbundmodellen hergeleiteten Grenzspannungen gelingt eine zutreffende Beschränkung der Beanspruchung, bei der diese Sprünge ausgeschlossen werden können.

Eine Übertragung der Ergebnisse auf Spannbetonbauteile ist durchaus möglich. In Einpreßmörtel eingebettete Spannstähle weisen zumeist nur einen geringen Verbundwiderstand auf, so daß der Einfluß der Spannglieder auf die Ribbildung vernachlässigt werden kann. Allerdings hebt die Vorspannung die Ribkräfte auf ein höheres Niveau. In den hergeleiteten Rechenansätzen wäre somit die Betonzugfestigkeit um das Maß der Dekompression σ_{bv} zu vergrößern.

6. MODELL ZUR BESCHREIBUNG VON BEANSPRUCHUNG UND VERFORMUNG VON STAHLBETON-STABEN UNTER BIEGUNG BZW. BIEGUNG UND LÄNGSKRAFT BEI TIEFEN TEMPERATUREN

6.1 Vorbemerkungen

Bei der Bemessung der Stahlbetonbauteile von LNG-Behältern müssen neben den Schnittgrößen auch die Verformungen ermittelt werden. Zu letzteren gehören auch die Rißentwicklung und die damit einhergehende Abnahme von Biege- und Dehnsteifigkeit. Eine der Hauptanforderungen, die an LNG-Behälter gestellt werden, ist deren Gas- und Flüssigkeitsdichtigkeit im Betrieb sowie während und nach Störfällen. Zur Beurteilung dieser Eigenschaften müssen zu erwartende Rißbreiten eingrenzbar sein.

In /85/ wird über Biegeversuche berichtet, an denen das Verformungsverhalten und die Rißentwicklung bis zum abgeschlossenen Rißbild bei TT studiert wurde. Die Versuchsparameter waren:

- Temperatur: $\vartheta = + 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $- 100 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $- 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- Bewehrungsgrad: $\mu = 0,50 \%$, $\mu = 0,96 \%$
- Beanspruchungsart: Biegung bzw. Biegung und Normalzugkraft

Im folgenden werden - aufbauend auf bekannten RT-Ansätzen - Berechnungsmodelle zusammengestellt, mit denen das Verformungsverhalten, die Steifigkeitsabnahme während der Rißentwicklung und die Rißbreiten von biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen bei TT beschrieben werden können. Die Berechnungsmodelle werden anhand der in /85/ erarbeiteten Versuchsergebnisse überprüft.

6.2 Einfluß tiefer Temperaturen auf die Rißbildung

6.2.1 Ablauf der Rißbildung

Der Rißbildungsfortschritt ist bei allen in /85/ behandelten Versuchskörpern - weitgehend unabhängig von den erwähnten Parametern - ähnlich:

- Zunächst öffnen sich die Risse an den Sollbruchstellen. Diese Risse sind bei abgeschlossenem Rißbild in allen Fällen sog. Hauptrisse (HR), die normal zur Versuchskörper-Längsachse verlaufen und an der Nulllinie enden.

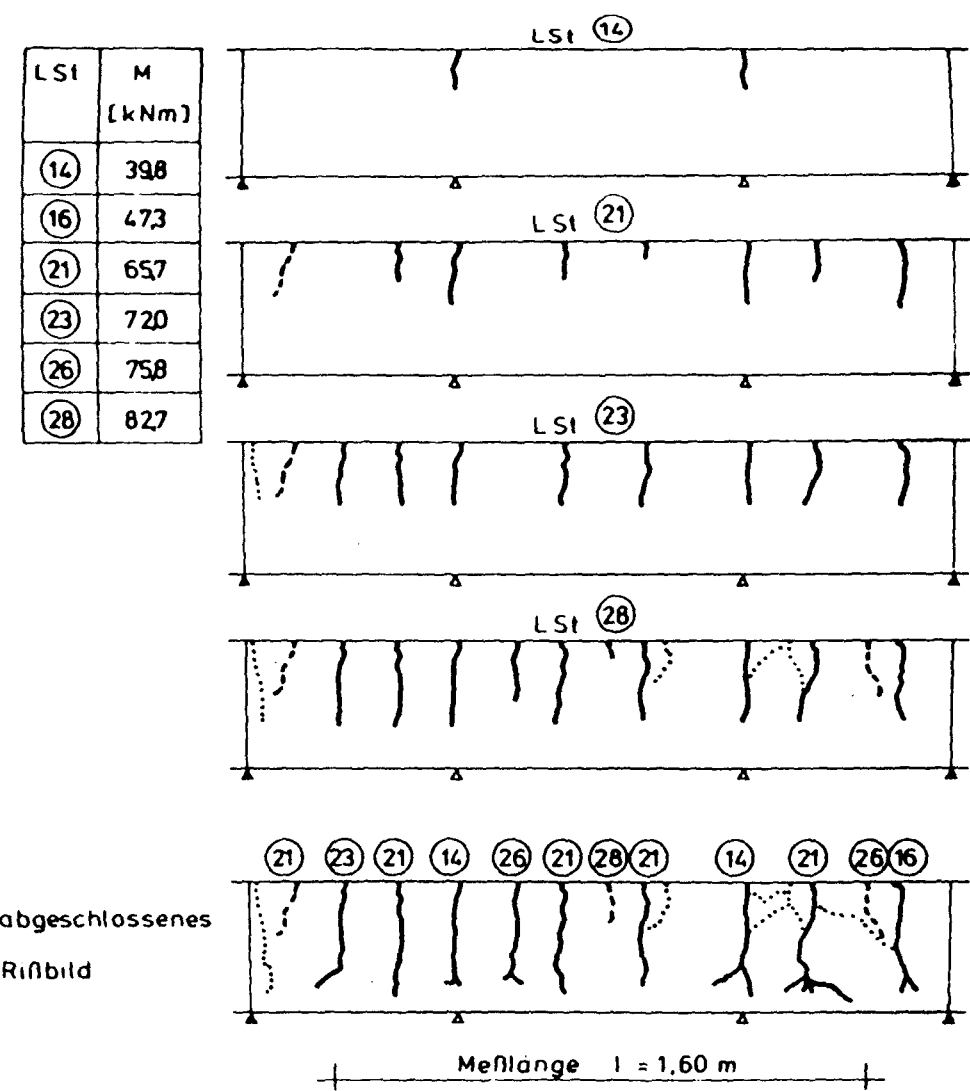
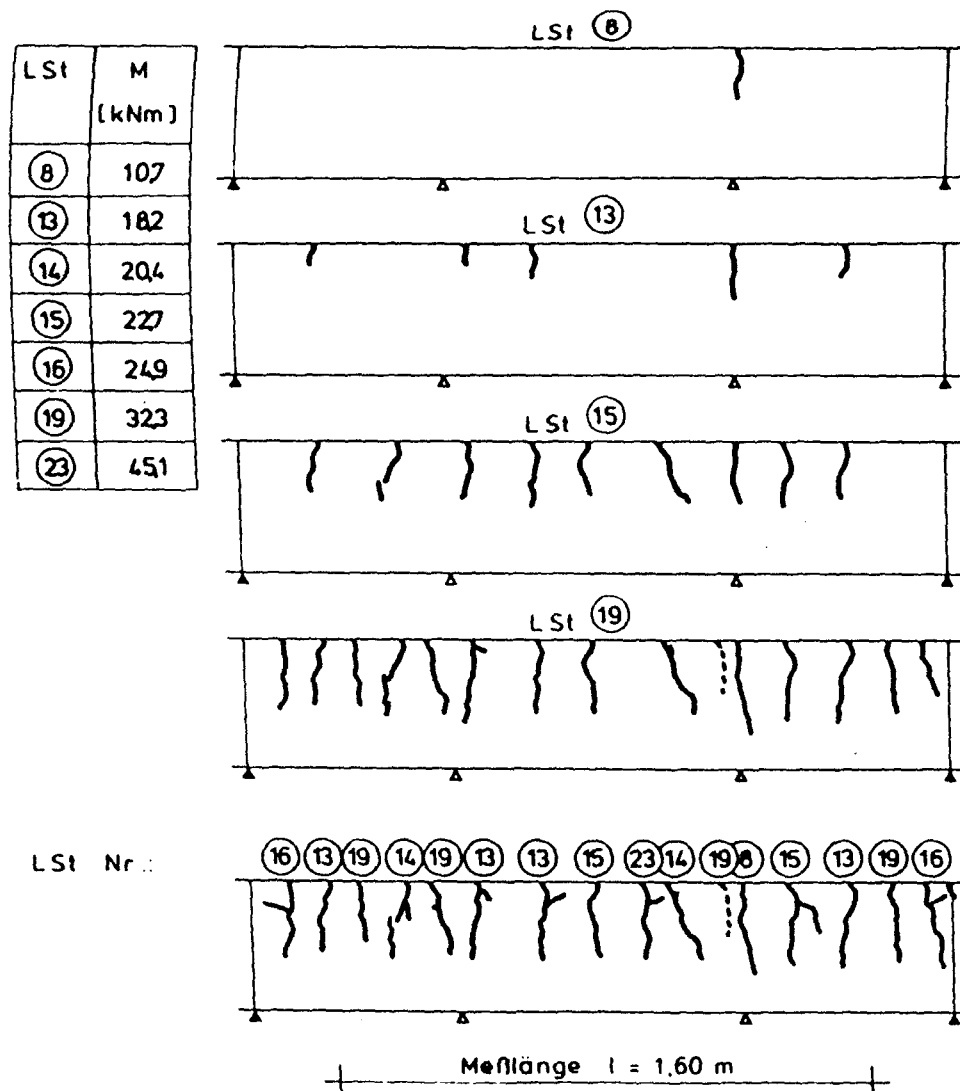
- Nach weiterer Laststeigerung bilden sich im ungeschwächten Stabbereich zunächst nahezu alle HR. Der Ort der Rißbildung ist zufällig.
- Die HR-Bildung ist im wesentlichen abgeschlossen, ehe die ersten Nebenrisse (NR) bei höheren Beanspruchungen auftreten. Die NR verlaufen unter ca. 45° zur Versuchskörperachse und münden zum Teil in die HR ein. Die NR erreichen nicht die Nulllinie.
- Die Längsrißbildung setzt nach weitgehend abgeschlossenem Rißbild (HR + NR) bei hoher Beanspruchung ein. Die Längsrisse sind Sprengrisse, die aus der hohen Verbundbeanspruchung neben HR und NR resultieren. Sie gehen deshalb von HR und NR aus und verlaufen längs der Bewehrungsstabachse.

In den Bildern 6.1 und 6.2 ist die Entwicklung des Rißbildes beispielhaft in Abhängigkeit von der Temperatur und der Beanspruchungsart aufgetragen.

Der mittlere Endrißabstand der HR ist bei TT ca. 20 % größer als bei RT. Der Abstand beträgt ca. $0,4 d$ bei RT bzw. $0,5 d$ bei TT. Der mittlere Endrißabstand aller Risse (HR + NR) ist bei TT tendenziell gleich groß wie bei RT. Bei einigen Versuchskörpern waren bei TT geringfügig kleinere Endrißabstände zu beobachten. Bei den auf Biegung und Normalkraft beanspruchten Versuchskörpern waren die mittleren Endrißabstände der HR sowie aller Risse geringfügig größer als bei den rein biegebeanspruchten Versuchskörpern. Ein eindeutiger Einfluß des Bewehrungsgrades konnte bei etwa gleichem Verhältnis d_s/μ_{ef} nicht festgestellt werden.

6.2.2 Erstrißstahlspannung

Die Erstrißstahlspannung in der Stablage 2 von biegebeanspruchten Bauteilen wird wesentlich von der Biegezugfestigkeit des Betons bestimmt. Dies trifft auch bei TT zu. Die direkte Ermittlung der Betonbiegezugfestigkeit bei TT an Stahlbetonbauteilen ist versuchstechnisch sehr aufwendig. In Abschnitt 3.3.7 wird über die Betonbiegezugfestigkeit bei TT berichtet, die an Betonproben mit den Abmessungen $15/15/70 \text{ cm}^3$ ermittelt wurde /85/. Nach /96/ kann unter Berücksichtigung der Streuung der Biegezugfestigkeit (5 %- und 95 %-Fraktile) ein Zusammenhang zwischen der Würfeldruckfestigkeit und der Biegezugfestigkeit

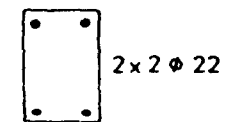


abgeschlossenes
Rißbild

$\vartheta = +20^\circ\text{C}$
 $\mu = 0,96\%$
reine Biegung

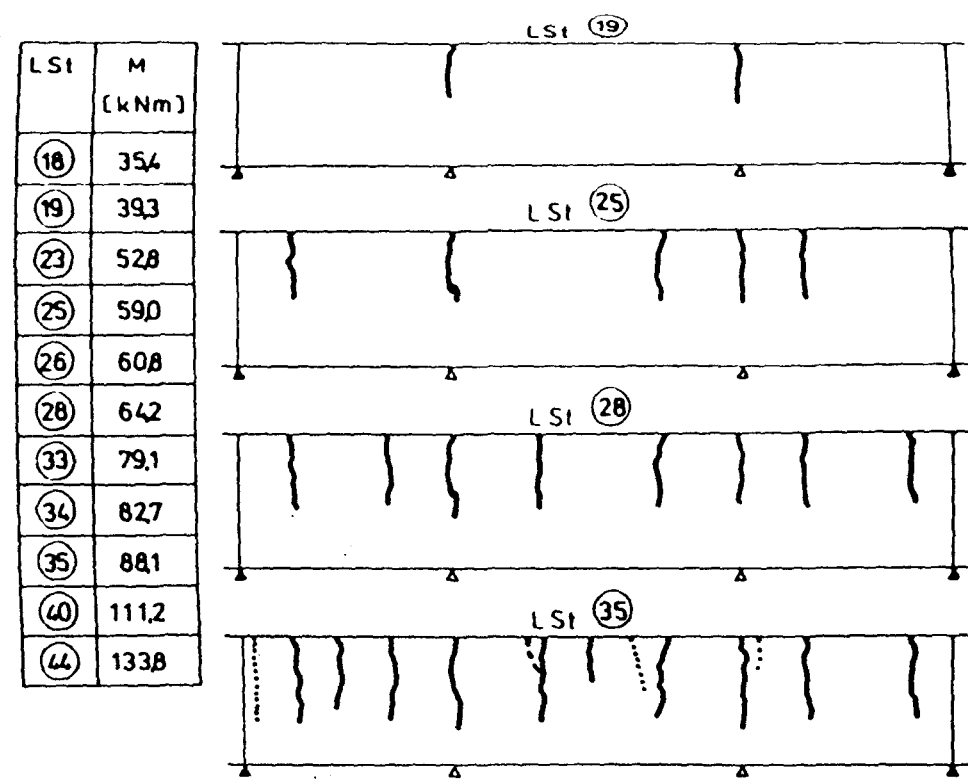
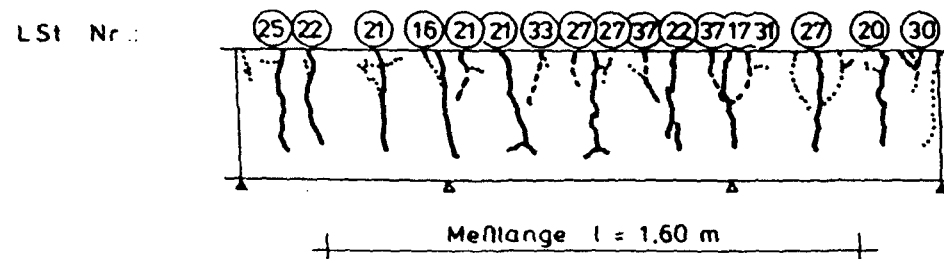
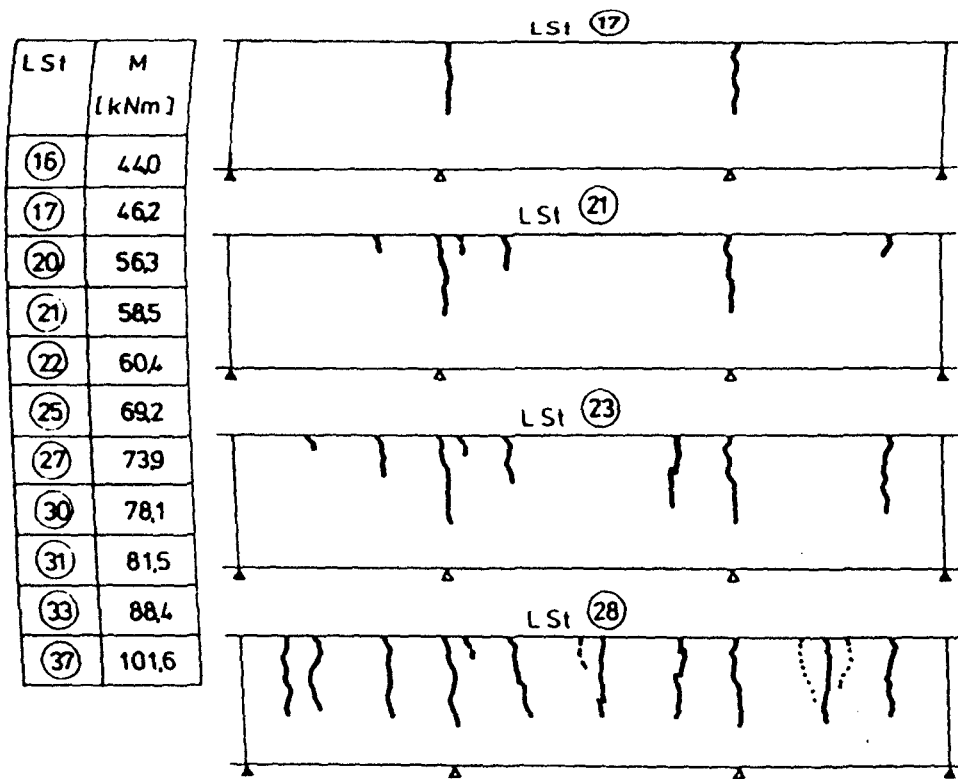
▲ Auflager
▲ Sollrisse
○ Laststufen-Nr
Beginn der Rißbildung

— Hauptrisse
--- Nebenrisse
..... Risse, die nicht de-
tektiert werden könnten

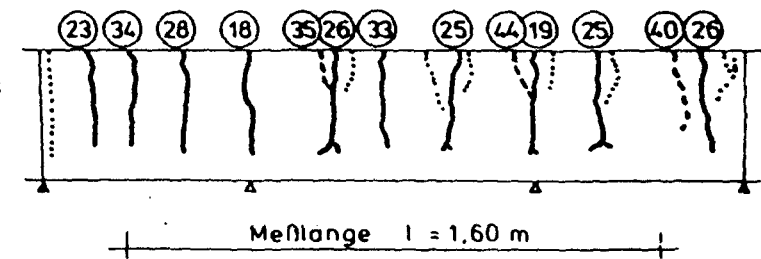


$\vartheta = -170^\circ\text{C}$
 $\mu = 0,96\%$
reine Biegung

Bild 6.1: Entwicklung des Rißbildes der biegebeanspruchten Versuchskörper



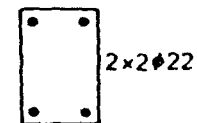
abgeschlossenes
Rißbild



$\vartheta = -100^\circ\text{C}$
 $\mu = 0,96\%$
reine Biegung

▲ Auflager
▲ Sollrisse
○ Laststufen-Nr.
Beginn der Rißbildung

— Hauptrisse
--- Nebenrisse
..... Risse, die nicht de-
tektiert werden konnten



$\vartheta = -100^\circ\text{C}$
 $\mu = 0,96\%$
Biegung u. Normalkraft

Bild 6.2: Entwicklung des Rißbildes von auf Biegung bzw. Biegung und Längszug beanspruchten Versuchskörpern

von Beton bei RT formuliert werden. Unter Ansatz des Ergebnisses nach Abschnitt 3.3.7 läßt sich mit /96/ die Betonbiegezugfestigkeit von Bauteilen in Abhängigkeit von der mittleren Zylinderdruckfestigkeit bei TT wie folgt angeben:

$$\beta_{BZ, 5\%} = 0,320 \beta_{c,3}^{2/3} \quad (6.1)$$

$$\beta_{BZ, m} = 0,533 \beta_{c,3}^{2/3} \quad (6.2)$$

$$\beta_{BZ, 95\%} = 0,746 \beta_{c,3}^{2/3} \quad (6.3)$$

Nach /96/ nimmt die Betonzugfestigkeit bei Bauteildicken in der Größenordnung von 40 cm um ca. 25 % ab. Diese Abminderung ist in den Ableitungen nach Gl. (6.1) bis (6.3) enthalten. Die in /85/ beschriebenen TT-Versuche haben gezeigt, daß die in Stahlbetonbauteilen zu erwartende Biegezugfestigkeit näherungsweise mit dem 5 %-Fraktilen-Ansatz nach Gl. (6.1) berechnet werden kann.

Sind damit die Biegezugfestigkeit von Beton bei TT und die innere thermische Zwangbeanspruchung bekannt, so können die Schnittkräfte M_R^1 und N_R^1 des Erstribzustandes angegeben werden:

$$\beta_{BZ,3} = \sigma_{b3z} + \frac{N_R^1}{A_{i3}} + \frac{M_R^1}{W_{i32}} \quad (6.4)$$

Unmittelbar vor der Erstrißbildung (Zustand I) herrscht dann in der Bewehrungslage 2 die Stahlspannung:

$$\sigma_{s3,2}^I = \sigma_{s32,2} + \frac{N_R^1 \cdot n_3}{A_{i3}} + \frac{M_R^1 \cdot n_3}{W_{i3s,2}} \quad (6.5)$$

Unmittelbar nach der Erstrißbildung stellt sich der Zustand II ein, der sich aus der Superposition der Spannungszustände aus dem inneren thermischen Zwang (Bild 4.19) und aus der Lastbeanspruchung infolge N_R^1 und M_R^1 (Bild 4.24) ergibt (Abschnitt 4.2.11).

Die Erstrißstahlspannung beträgt nach Gl. (4.94):

$$\sigma_{s3,2}^{II} = \bar{\sigma}_{s2} + \sigma_{sN_R}^{II} + \sigma_{sM_R}^{II} \quad (6.6)$$

Der Spannungssprung in der Biegezugbewehrung bei der Erstrißbildung ergibt sich mit den Gln. (6.5) und (6.6) zu:

$$\Delta \sigma_{s3,2} = \sigma_{s3,2}^{II} - \sigma_{s3,2}^I \quad (6.7)$$

6.2.3 Rißabstände

In /85/ werden die in den TT-Versuchen gemessenen Rißabstände nach abgeschlossener Rißbildung mit Ergebnissen unterschiedlicher, bei RT gültiger Berechnungsansätze verglichen. Es wird deutlich, daß der mittlere Endrißabstand mit dem i.w. verbundorientierten Ansatz nach Gl. (6.8) nur in grober Näherung beschrieben werden kann.

$$S_{Rme} = k_1 \cdot c_b + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (6.8)$$

Im Bild 6.3 sind die Versuchsergebnisse beispielhaft dem Berechnungsergebnis nach /63/ gegenübergestellt. Die mittleren Endrißabstände aller Risse (HR + NR) werden mit dem Berechnungsansatz geringfügig überschätzt. Der gemessene mittlere Endrißabstand der HR ist deutlich größer als der Rechenwert des mittleren Endrißabstandes.

Wie schon in Abschnitt 5.2.3 erwähnt, wird in /5, 6, 12, 13/ der Mechanismus der Rißbildung als Krafteinleitungsproblem betrachtet. Das Bild 6.4 zeigt, daß der mittlere Endrißabstand (HR + NR) zutreffend mit dem Ansatz nach Gl. (5.3) beschrieben werden kann. Die mittleren Endrißabstände der HR nach Gl. (5.3) liegen oberhalb der Meßwerte.

In /85/ wurden Stahlbetonstäbe mit praxisnahen Abmessungen und mit am Bauteilrand konzentrierter Biegezugbewehrung behandelt. In solchen biegebeanspruchten Bauteilen ist die Verbundeintragungslänge l_v kleiner als die Krafteintragungs-

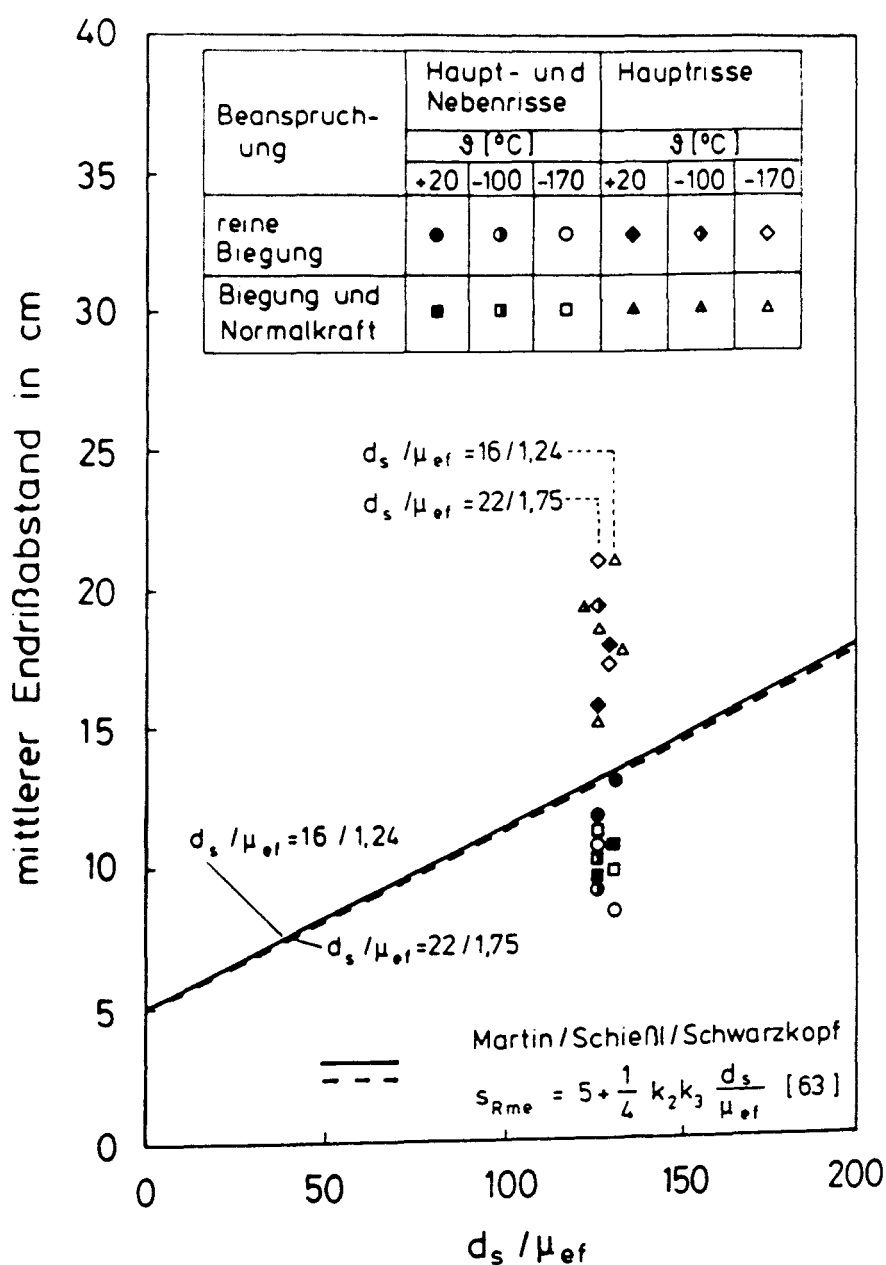


Bild 6.3: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit von d_s/μ_{ef} ; Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Berechnungsergebnis

länge l_k . Das Rißbild besteht aus HR und NR. Der zuvor beschriebene Vergleich der Versuchsergebnisse mit bei RT gültigen Berechnungsansätzen zeigt, daß der mittlere Endrißabstand in praxisnahen Bauteilen bei TT wesentlich von der Krafteinleitungslänge abhängig ist. Zur Klärung sind weitere Untersuchungen erforderlich.

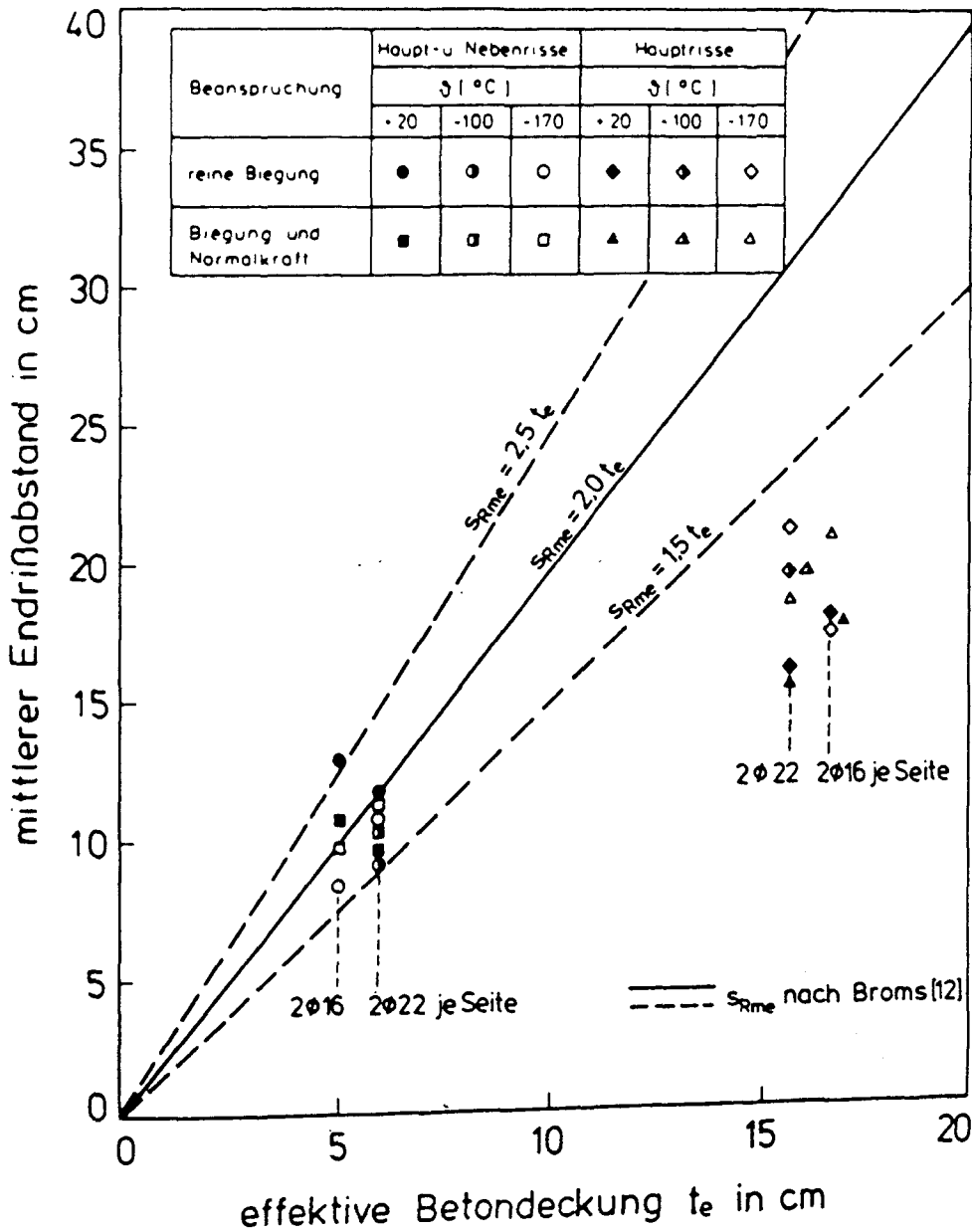


Bild 6.4: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit von der effektiven Betondeckung. Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Berechnungsergebnis

6.2.4 Rißbreiten

Die Rißbreiten konnten in /85/ aus versuchstechnischen Gründen nur an zwei Sollrißstellen gemessen werden. Aus diesem Grunde ist eine zu geringe Anzahl von Meßergebnissen vorhanden, um die Rißbreitenverteilung $w_{95\%} - w_m - w_{5\%}$ ermitteln zu können. Die im Versuch gemessenen Rißbreiten erlauben allerdings die qualitative Beurteilung des Einflusses tiefer Temperaturen auf die Rißbreitenentwicklung.

In /63/ wird ein Ansatz vorgeschlagen, mit dem die 95 %-Fraktile der mittleren Rißbreite und die mittlere Rißbreite berechnet werden kann (Gl. (5.4)). Strenggenommen darf der Ansatz nach Gl. (5.4) zur rechnerischen Überprüfung der in /85/ gemessenen Rißbreiten nur herangezogen werden, falls unter Verwendung der k-Faktoren in Gl. (5.4) der mittlere Endrißabstand nach /63/ zutreffend beschrieben werden kann. Dies kann nach Abschnitt 6.2.3 nur einschränkend vorausgesetzt werden.

Zur Berücksichtigung der Beanspruchungsart Biegung und Normalzugkraft wird der Faktor k_3 in der Gl. (5.4) nach den Ausführungen in /16/ korrigiert. In /16/ wird der Faktor k_3 wie folgt angegeben:

$$k_3 = 0,25 \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2 \epsilon_1} \quad (6.9)$$

wobei ϵ_1 und ϵ_2 die Betondehnungen des gerissenen Querschnitts an der Ober- und Unterseite der effektiven Betonzugzone sind. Überträgt man den Ansatz nach Gl. (6.9) auf den Ansatz nach Gl. (5.4), so erhält man für den Faktor k_3 :

$$k_3 = 1,0 \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2 \epsilon_1} \quad (6.10)$$

Wertet man die Gl. (6.10) für die in /85/ behandelten Versuchskörper aus, so ergeben sich für den Faktor k_3 die folgenden Mittelwerte:

$$\begin{array}{ll} k_3 = 0,76 & \text{Versuchskörper mit } \mu = 0,50 \% \\ k_3 = 0,64 & \text{Versuchskörper mit } \mu = 0,96 \% \end{array} \quad (6.11)$$

Der Einfluß tiefer Temperaturen und der Einfluß der Beanspruchungsart auf den Faktor k_3 ist vernachlässigbar klein. Damit sind alle Faktoren in der Gl. (5.4) bekannt.

Die Stahlspannung der Biegezugbewehrung σ_{s2R} im RiB wird nach Abschnitt 4.2.11 ermittelt, die Erstrißstahlspannung σ_{s2R}^1 im RiB nach Abschnitt 6.2.2. Der Stahl-E-Modul ist tieftemperaturabhängig einzusetzen.

In den Bildern 6.5 bis 6.7 wird das Berechnungsergebnis nach Gl. (5.4) und Gl. (6.10) den Meßergebnissen nach /85/ gegenübergestellt. Beispielhaft ist das Ergebnis für einige ausgewählte Versuchskörper ($\vartheta = +20, -100, -170$ °C; reine Biegung; $\mu = 0,96$ %) aufgetragen. Bei allen Versuchskörpern liegen die Meßwerte der Rißbreiten in der Regel innerhalb der rechnerischen Grenzlinien für die mittlere und kritische Rißbreite. Bei den Versuchskörpern mit $\mu = 0,96$ % tendieren die gemessenen Rißbreiten bei geringeren Beanspruchungen zur rechnerischen kritischen Rißbreite. Weitere eindeutige Zusammenhänge zwischen den gemessenen Rißbreiten und den rechnerischen kritischen bzw. mittleren Rißbreiten - z.B. in Abhängigkeit von tiefen Temperaturen und von der Beanspruchungsart - können nicht festgestellt werden. Betrachtet man den Anstieg der Meßlinien und der rechnerischen Linien bzw. die Rißbreitenentwicklung mit zunehmender Beanspruchung, so fällt eine gute Übereinstimmung zwischen dem Versuchsergebnis und dem Berechnungsergebnis auf. Die bei den TT-Versuchskörpern mit $\mu = 0,50$ % ($\vartheta = -170$ °C, reine Biegung) beobachteten Rißbreitensprünge können mit dem rechnerischen Ansatz nicht erfaßt werden; diese sind ohnehin sehr klein.

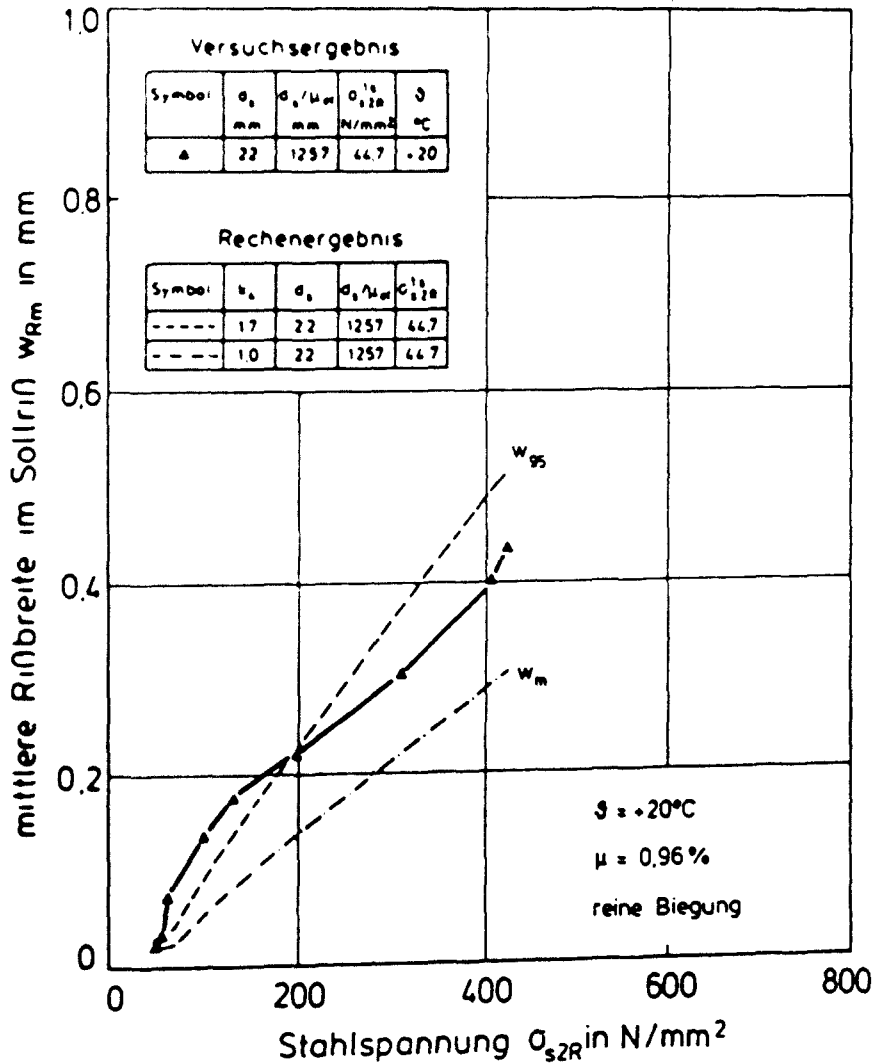


Bild 6.5: Rißbreite des biegebeanspruchten Versuchskörpers ($\theta = +20^\circ\text{C}$, $\mu = 0.96\%$, reine Biegung). Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

Die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und der Berechnungsergebnisse zeigt, daß die bei tiefen Temperaturen zu erwartenden Rißbreiten mit dem Ansatz nach Gl. (5.4) grob abgeschätzt werden können. Es muß allerdings einschränkend bemerkt werden, daß dies zunächst nur für die Rißbreiten an den Sollrißstellen zutrifft. Die Sollrisse waren in allen Fällen HR. Ob auch die Rißbreiten der NR bei TT mit der Gl. (5.4) angenähert werden können, ist durch weitere Untersuchungen zu klären.

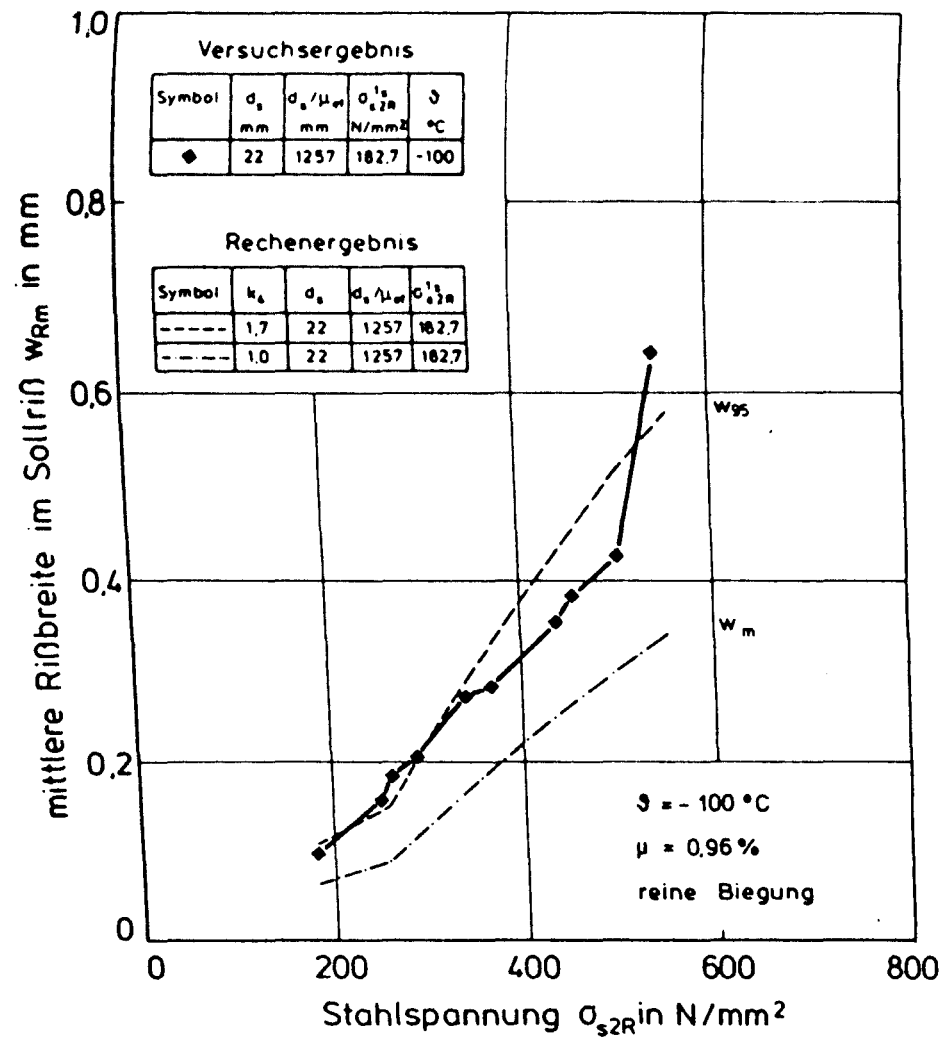


Bild 6.6: Rißbreite des biegebeanspruchten Versuchskörpers ($\vartheta = -100\text{ °C}$, $\mu = 0,96\%$, reine Biegung). Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

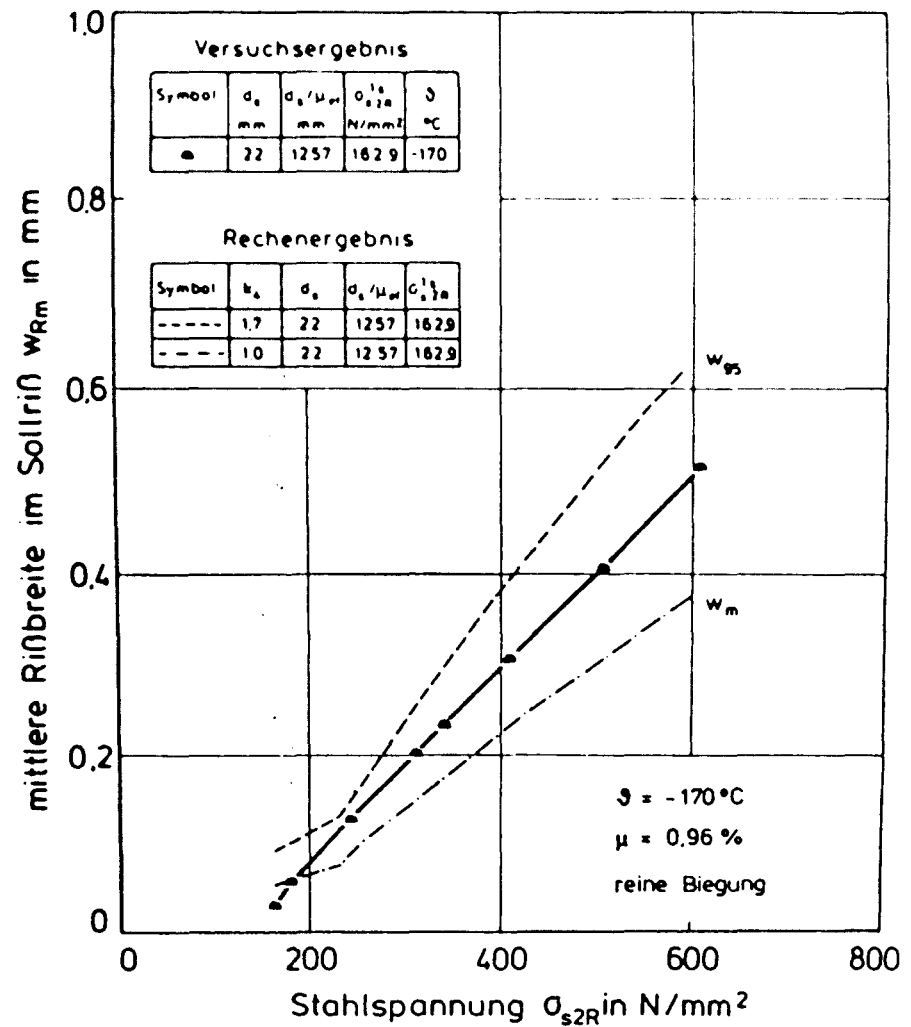


Bild 6.7: Rißbreite des biegebeanspruchten Versuchskörpers ($\vartheta = -170\text{ °C}$, $\mu = 0,96\%$, reine Biegung). Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

6.3 Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

6.3.1 Mittlere Stahldehnung

Nach /79/ kann die mittlere Stahlspannung der Biegezugbewehrung von Stahlbetonstäben im Zustand II bei RT nach dem folgenden Ansatz beschrieben werden:

$$\sigma_{s2m} = \sigma_{s2R} \left[1 - \max k \cdot \frac{\sigma_{s2R}^1}{\sigma_{s2R}^2} \cdot \frac{\beta_{BZ}}{\mu_2} \right] \quad (6.12)$$

$$k(\sigma_{sR}^1) = \max k = \frac{\sigma_{s2R}^1 - n \cdot \alpha \cdot \beta_{BZ}}{\beta_{BZ}} \cdot \mu_2 \quad (6.13)$$

α = geometrischer Faktor, der die Randdehnung ϵ_{bz} auf die Stahldehnung ϵ_{s2}^I im Zustand I reduziert; $\alpha = 0,8$ bei Biegung

Der Ansatz gilt für reine Biegung sowie für Biegung mit Normalzugkraft. Strenggenommen dürfen die Gleichungen nur verwendet werden, falls die Biegezugzone gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzt und der Rißabstand über die Trägerlänge konstant ist. Dies trifft bei den in /85/ untersuchten Versuchskörpern nicht zu (Abschn. 6.2.3). Nach dem derzeitigen Kenntnisstand kann eine geschlossene Beschreibung der mittleren Stahldehnung unter Berücksichtigung unterschiedlicher Rißtypen (HR + NR) nicht angegeben werden. Im folgenden wird überprüft, ob die Gln. (6.12) und (6.13) zumindest einen Näherungsansatz zur Ermittlung der mittleren Stahldehnung der in /85/ behandelten Versuchskörper liefern.

Unter Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs und der höheren Betonbiegezugfestigkeit bei TT läßt sich der Ansatz nach den Gln. (6.12) und (6.13) für TT-Anwendungen wie folgt erweitern:

$$\sigma_{s2m} = \sigma_{s2R} \left[1 - \max k \cdot \frac{\sigma_{s2R}^1 (\beta_{BZ,s} - \sigma_{bz,s})}{\sigma_{s2R}^2 \cdot \mu_2} \right] \quad (6.14)$$

$$\max k = \frac{\sigma_{s2R}^1 - n_s (\alpha \cdot \beta_{BZ,s} - \sigma_{bz,s})}{\beta_{BZ,s} - \sigma_{bz,s}} \cdot \mu_2 \quad (6.15)$$

Mit der Einführung der Betondruckspannung σ_{b92} infolge des inneren thermischen Zwangs nach Abschnitt 4.2.6 und der tieftemperaturabhängigen Betonbiegezugfestigkeit nach Gl. (6.1) wird die veränderte Erstrißbildung bei TT erfaßt.

σ_{s2R}^1 ist die Erstrißstahlspannung im Zustand II nach Gl. (6.6).

Nach Abschnitt 4.2.9 herrscht in Stahlbetonstäben im nackten Zustand II ein innerer thermischer Zwang. Der innere thermische Zwang ist auch im Rißbildungsstadium vorhanden. Er hängt von der Verbundspannungsverteilung, von der Zugspannungsverteilung des Betons zwischen den Rissen und vom Rißabstand ab. Ein geschlossener Ansatz für den inneren thermischen Zwang mit fortschreitender Rißbildung kann z.Z. nicht angegeben werden. Mit fortschreitender Rißbildung wird die Zwangstahlspannung in der Faser 2 auf eine vernachlässigbar kleine Restspannung $\bar{\sigma}_{s2}$ abgebaut werden. Es ist demnach berechtigt, in erster Näherung den Einfluß des inneren thermischen Zwangs auf die mittlere Stahldehnung in der Faser 2 zu vernachlässigen. In Abschnitt 6.3.2 wird ein Näherungsverfahren beschrieben, bei dem der innere thermische Zwang im nackten Zustand II bei der Formulierung der Beanspruchung von biegebeanspruchten Stahlbetonstäben zwischen den Rissen berücksichtigt wird.

In den Bildern 6.8 und 6.9 sind das Versuchsergebnis und das rechnerische Ergebnis der mittleren Stahlspannungen nach den Gln. (6.14) und (6.15) in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß aufgetragen. Das Versuchsergebnis läßt sich nach der folgenden Beziehung berechnen:

$$\sigma_{s2m} = E_{s3} \cdot \epsilon_{s2m} \quad (6.16)$$

Sieht man vom Einfluß der Sollrißstellen auf die Erstrißbildung ab und betrachtet man den Anstieg der Kurven im Rißbildungsbereich, so ist eine gute Übereinstimmung von dem Versuchs- und dem Berechnungsergebnis festzustellen.

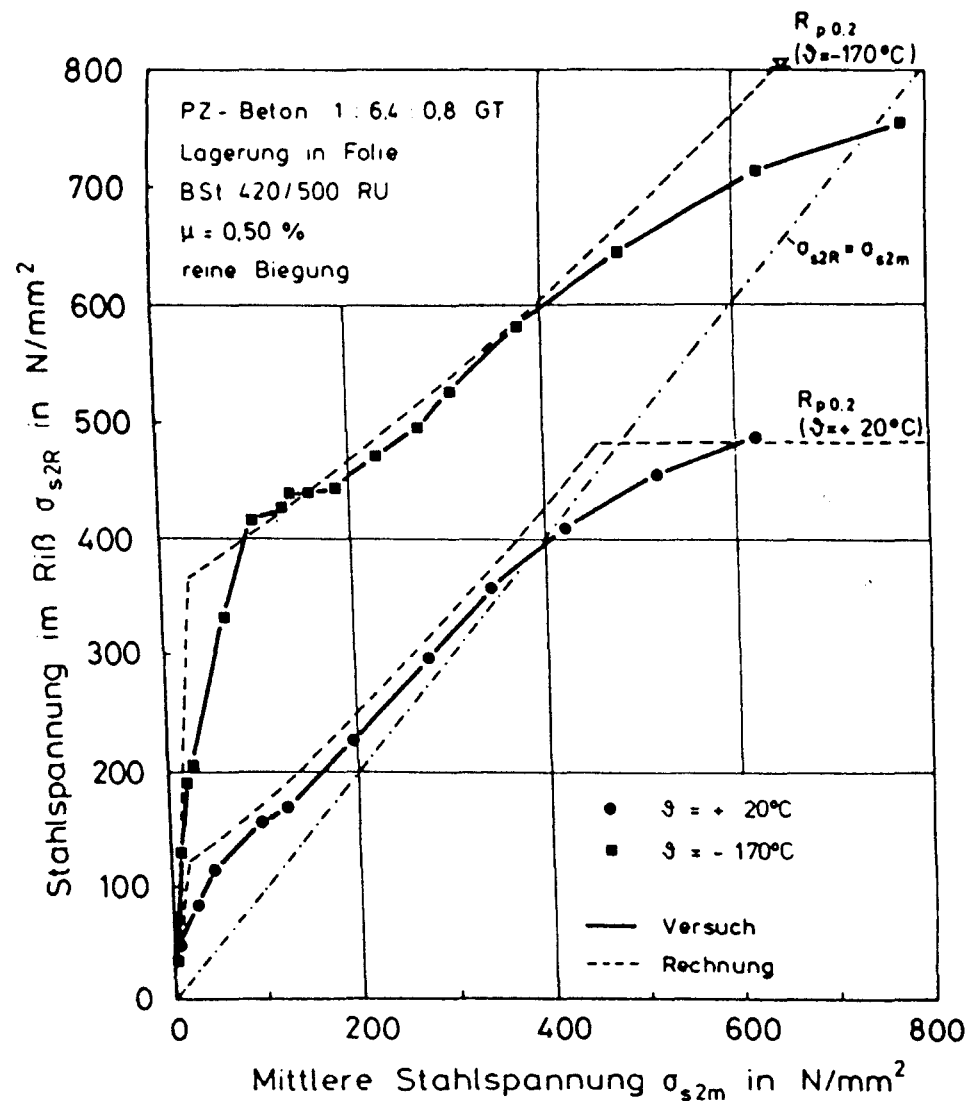


Bild 6.8: Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im RiB und der mittleren Stahlspannung in Abhängigkeit von tiefen Temperaturen ($\vartheta = + 20^\circ\text{C}$, $- 170^\circ\text{C}$)

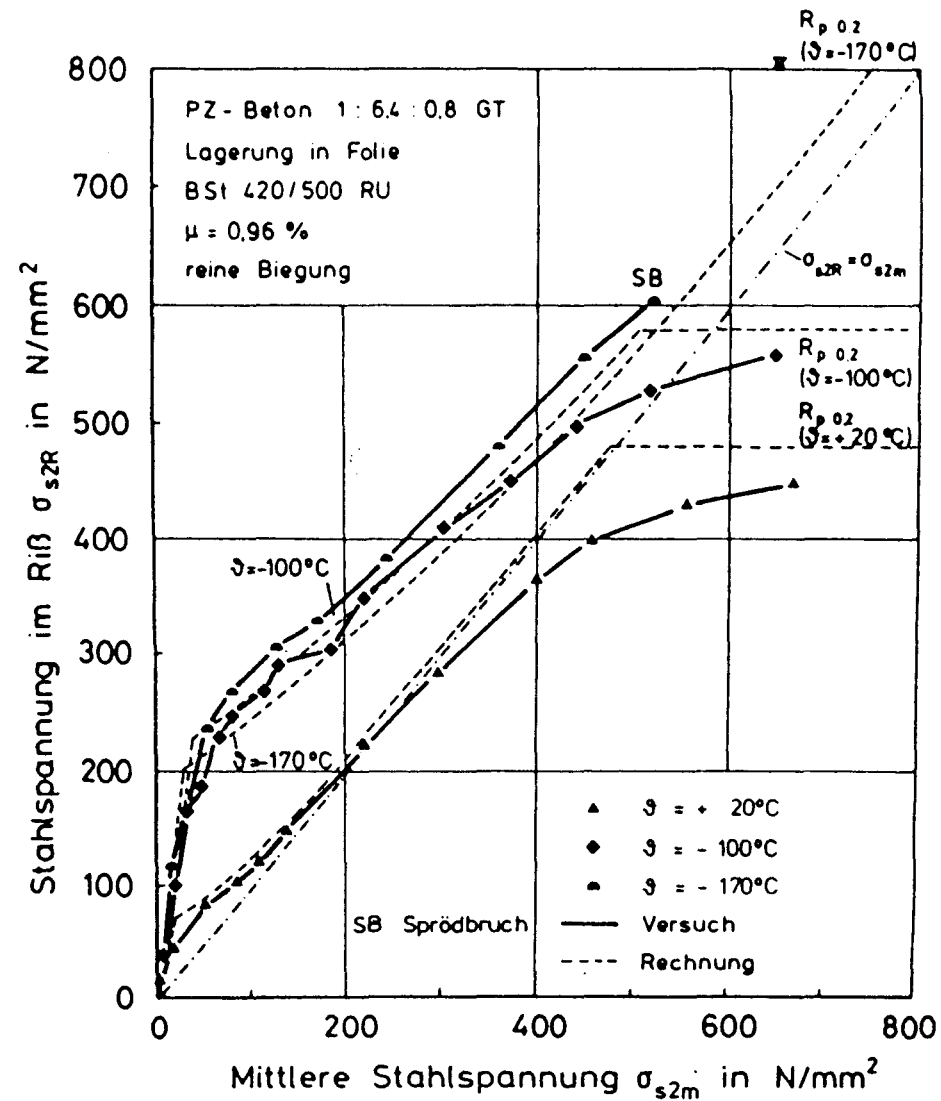


Bild 6.9: Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im RiB und der mittleren Stahlspannung in Abhängigkeit von tiefen Temperaturen ($\vartheta = + 20^\circ\text{C}$, $- 100^\circ\text{C}$, $- 170^\circ\text{C}$)

6.3.2 Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen auf die Betonranddehnung in der Druckzone

Die in /85/ beschriebenen Versuche haben ergeben, daß die relative Zunahme der Betonranddehnung in der Druckzone im Rißbildungsbereich bei den TT-Versuchskörpern deutlich ausgeprägter ist als bei den RT-Versuchskörpern. Eine strenge Lösung für die Berechnung der mittleren Betonranddehnung unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug kann nicht angegeben werden, da keine ausreichenden Kenntnisse über die Verteilung der Betonzugspannungen zwischen den Rissen vorhanden sind.

Zur Aufstellung eines Näherungsansatzes für die Berechnung der mittleren Betonranddehnungen in der Druckzone wird in /124/ der folgende Weg vorgeschlagen: Zwischen den Rissen beträgt der Abstand zwischen der resultierenden Betonzugkraft und der Stahlzugkraft ca. 10 bis 20 % der statischen Nutzhöhe (Bild 6.10). Bei der Berechnung von mittleren Verformungen darf in guter Näherung von einer geradlinigen Dehnungsverteilung über den Querschnitt ausgegangen werden. Zunächst wird die mittlere Stahldehnung nach den Gl.n. (6.14) und (6.15) ermittelt. Die zugehörige mittlere Betonranddehnung ϵ_{b1m} muß die Bedingung erfüllen, daß der den mittleren Verformungen ϵ_{s2m} und ϵ_{b1m} entsprechende Spannungszustand das gleiche innere Moment ergibt wie am Rißquerschnitt. Formuliert man das Momentengleichgewicht $\Sigma M^{(2)} = 0$ mit dem Bezug auf die Stahlfaser 2, so erhält man unter Vernachlässigung des vergleichsweise kleinen Momentenanteils $Z_{bzm} \cdot a$ (Bild 6.10) als Lösung für die bezogene Druckzonenhöhe ξ eine Gleichung 3. Grades. Zur Lösung der Gleichung empfiehlt sich das Iterationsverfahren zur Nullstellenbestimmung nach Newton. Die Lösung lautet dann:

$$\xi_2 = \xi_1 - \frac{A_3 \cdot \xi_1^3 - B_3 \cdot \xi_1^2 + C_3 \cdot \xi_1 + D_3}{3 \cdot A_3 \cdot \xi_1^2 - 2 \cdot B_3 \cdot \xi_1 + C_3} \quad (6.17)$$

Mit den Beiwerten:

$$A_3 = \frac{1}{6} \cdot b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{s2m} \cdot E_{b3}$$

$$B_3 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{s2m} \cdot E_{b3} \cdot \lambda$$

$$C_3 = b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{s2m} \cdot E_{b3} \cdot \mu_1 \cdot n_3 (\beta_1 - \lambda) + N \cdot \eta_{s2} \cdot d - M$$

$$D_3 = b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{s2m} \cdot E_{b3} \cdot \mu_1 \cdot n_3 (\beta_1 \cdot \lambda - \beta_1^2) - N \cdot \eta_{s2} \cdot d \cdot \lambda + M \cdot \lambda$$

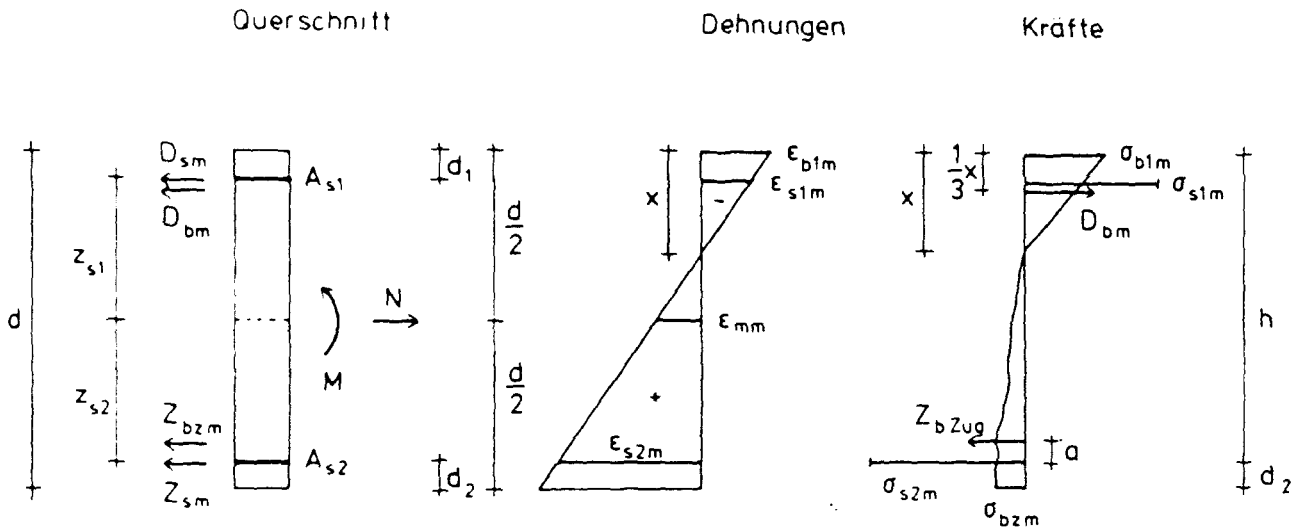


Bild 6.10: Beanspruchungszustand infolge Biegung und Normalkraft zwischen den Rissen (ohne inneren thermischen Zwang)

Zur Berechnung der bezogenen Druckzonenhöhe wird zunächst ein geschätzter Wert ξ_1 in Gl. (6.17) eingesetzt. Mit Gl. (6.17) erhält man einen verbesserten Wert ξ_2 , der durch entsprechende Iterationsschritte weiter verbessert werden kann. Mit der bekannten Druckzonenhöhe und mit dem Beanspruchungszustand gemäß Bild 6.10 kann nun die mittlere Betonranddehnung in der Druckzone berechnet werden.

Im Näherungsansatz nach Gl. (6.17) ist der Einfluß des inneren thermischen Zwangs auf die mittleren Verformungen nicht enthalten (s. Bemerkungen Abschn. 6.3.1). Zur Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs wird die folgende Näherung vorgeschlagen: Mit Gl. (6.17) ist die mittlere Lastbeanspruchung von Stahlbetonbauteilen zwischen den Rissen bekannt. Mit der ebenfalls bekannten mittleren Druckzonenhöhe x wird eine fiktive Rißtiefe $H_R = d - x$ definiert. Damit wird ein "gerissener" Stahlbetonquerschnitt (Bild 4.10) vorgegeben, für den die Beanspruchung infolge inneren thermischen Zwangs nach Abschn. 4.2.9 ermittelt werden kann. Dieser Beanspruchungszustand wird mit dem mittleren Beanspruchungszustand nach Bild 6.10 superponiert (s. Abschn. 4.2.11).

Das Ergebnis dieser Berechnung ist in den Bildern 6.11 und 6.12 beispielhaft nur für die Versuchskörper mit $\mu = 0,96 \%$ und $\vartheta = -100 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (reine Biegung, Biegung und Normalzugkraft) /85/ aufgetragen. Die Rechenwerte der mittleren Betonranddehnung sind in der Regel geringfügig kleiner als die Versuchswerte. Eine wesentliche Ursache hierfür ist die Unkenntnis der aktuellen mittleren Betonfeuchte in den Versuchskörpern, von der das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons abhängt.

Allerdings ist eine übertriebene Genauigkeit bei der Berechnung der mittleren Betonranddehnungen in der Druckzone ohnehin nicht erforderlich, da der Anteil der Betonranddehnung an der mittleren Krümmung im Vergleich zum Anteil der mittleren Stahldehnung relativ klein ist.

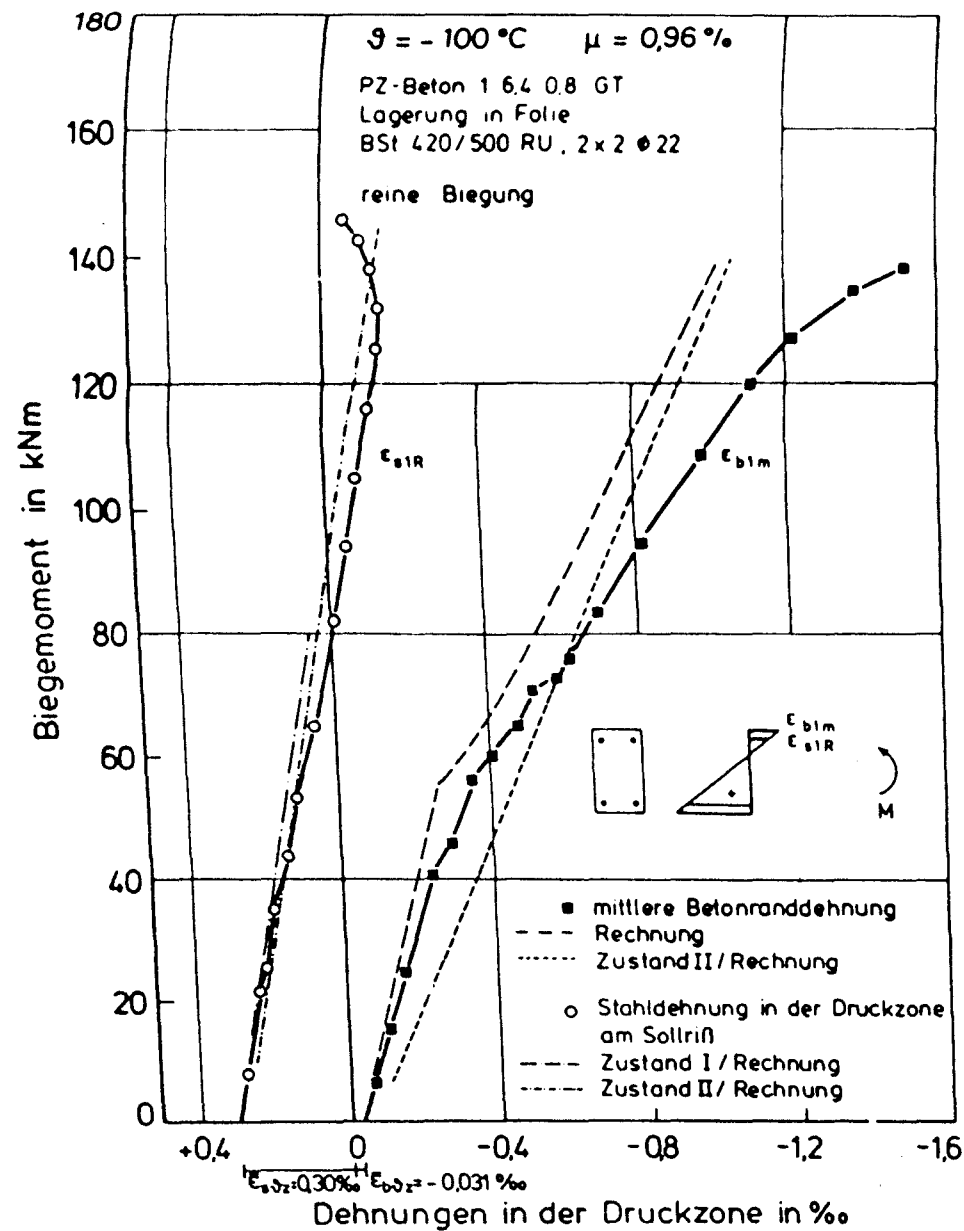


Bild 6.11: Gemessene Betonranddehnung und Stahldehnung in der Druckzone des biegebeanspruchten Versuchskörpers ($\vartheta = -100\text{ }^{\circ}\text{C}$, $\mu = 0,96\%$; reine Biegung)

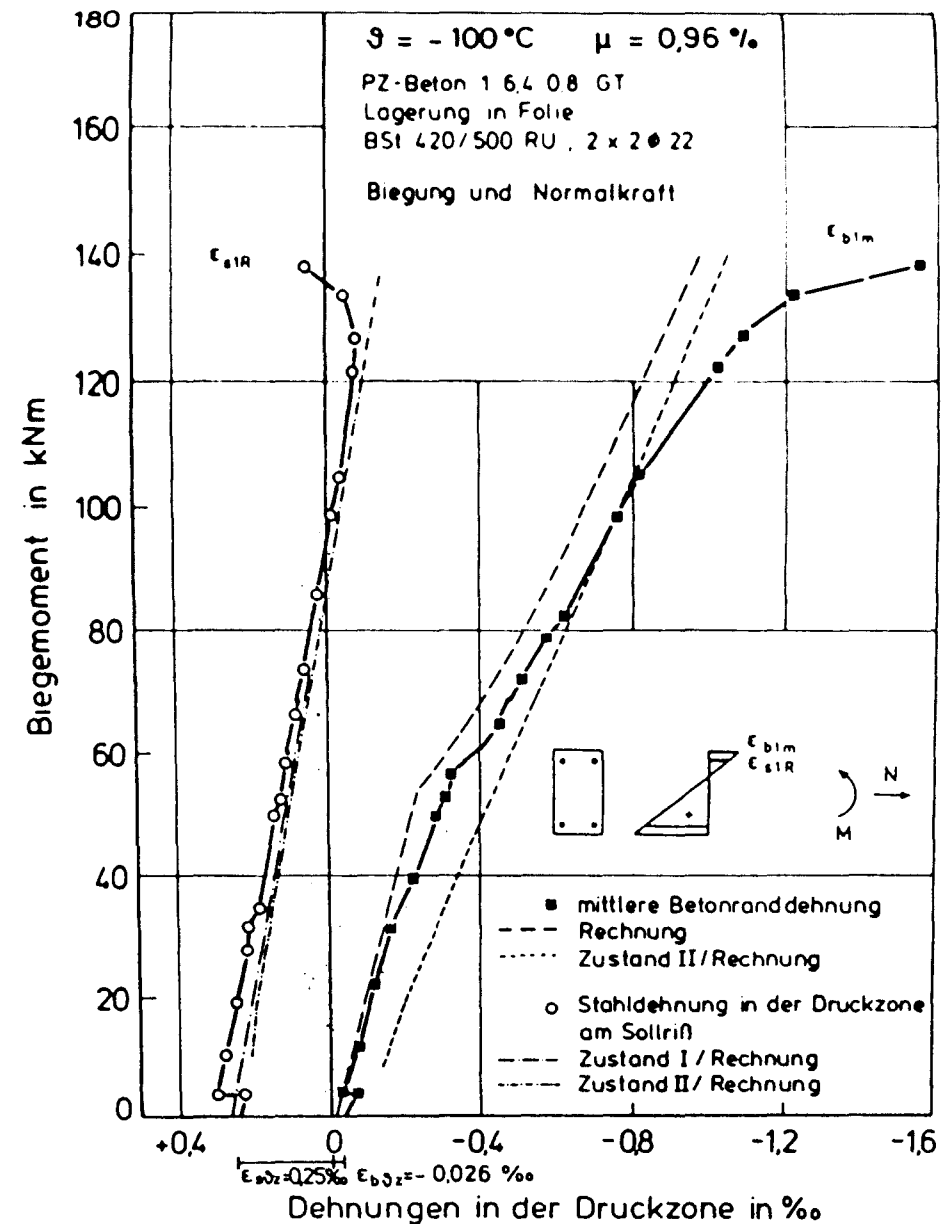


Bild 6.12: Gemessene Betonranddehnung und Stahldehnung in der Druckzone des biegebeanspruchten Versuchskörpers ($\vartheta = -100\text{ }^{\circ}\text{C}$, $\mu = 0,96\text{ }\%$, Biegung und Längszugkraft)

6.3.3 Mittlere Krümmung

Die mittlere Krümmung im Rißbildungsbereich läßt sich aus den Gln. (6.14), (6.16) und (6.17) berechnen:

$$\kappa_m = \frac{\sigma_{s2R}}{E_{s2} \cdot d \cdot (\xi - \lambda)} \cdot \left[1 - \max k \frac{\sigma_{s2R}^1 (\beta_{BZ,2} - \sigma_{b2Z})}{\sigma_{s2R}^2 \cdot \mu_2} \right] \quad (6.18)$$

Der Vergleich der Versuchswerte /85/ mit den Rechenwerten nach dem Ansatz Gl. (6.18) wird in den Bildern 6.13 und 6.14 auszugsweise nur für die allein auf Biegung beanspruchten Versuchskörper dargestellt. Die mittlere Krümmung kann mit der Gl. (6.18) befriedigend genau beschrieben werden.

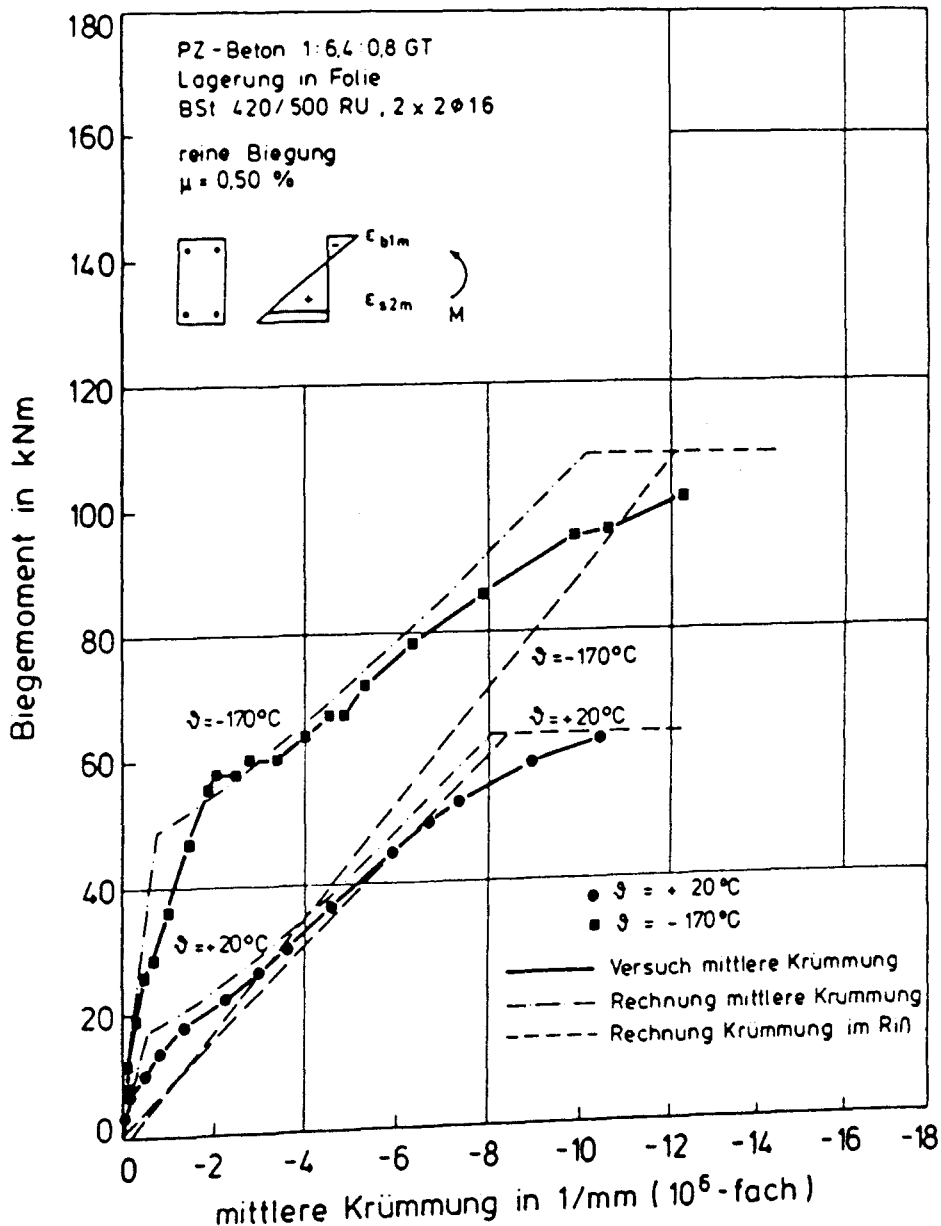


Bild 6.13: Gemessener Momenten-Krümmungs-Verlauf der biegebeanspruchten Versuchskörper (θ = +20 °C, -170 °C; μ = 0,50 %; reine Biegung)

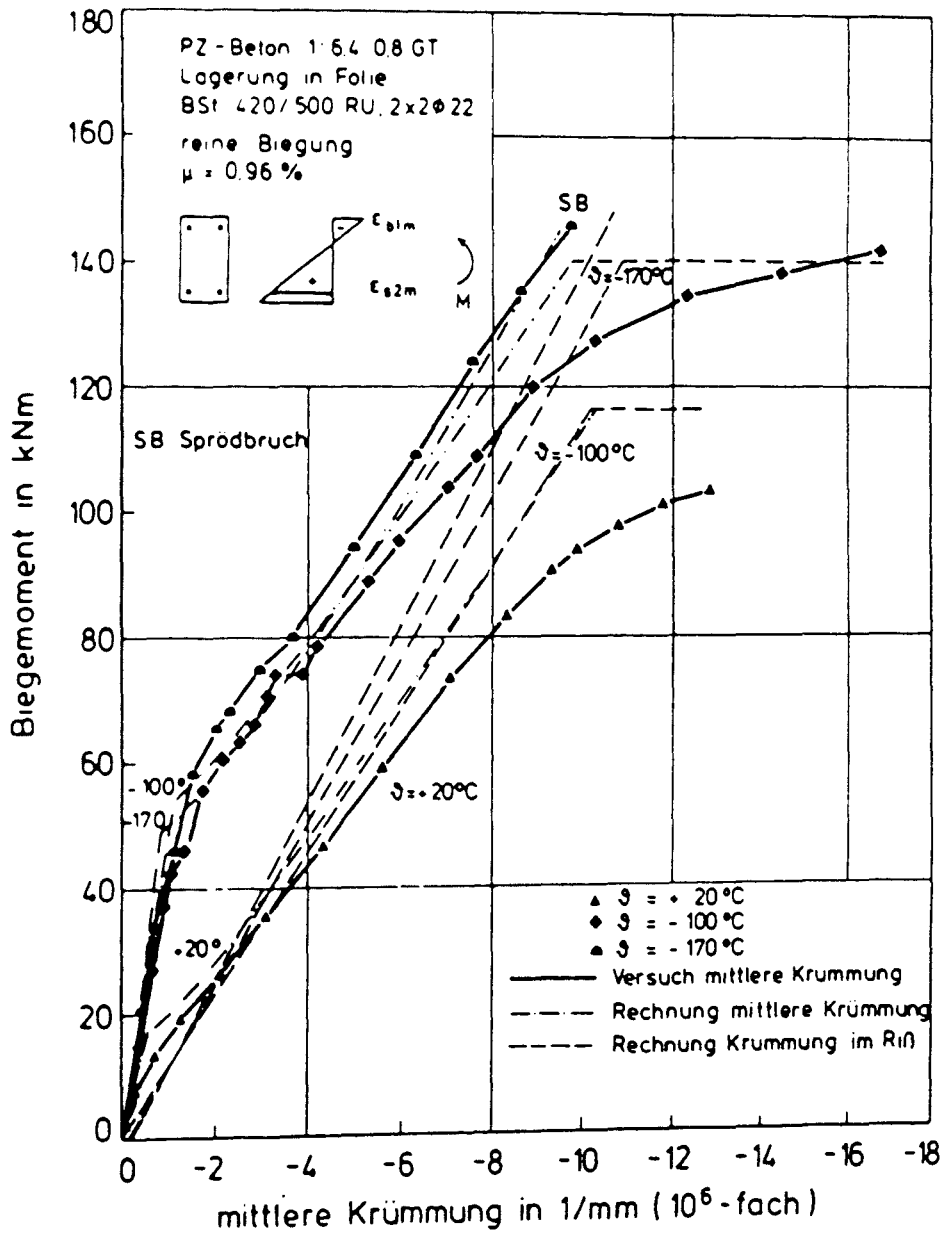


Bild 6.14: Gemessener Momenten-Krümmungs-Verlauf der biegebeanspruchten Versuchskörper ($\vartheta = +20, -100, -170^\circ\text{C}$; $\mu = 0,96\%$; reine Biegung)

6.4 Biegesteifigkeit und Dehnsteifigkeit

Die rechnerische Dehnsteifigkeit eines Stahlbetonstabs im Zustand I berechnet sich nach Gl. (130).

Die rechnerische Biegesteifigkeit im Zustand I ist:

$$K_{BI}^I = E_{bs} \cdot J_{I,1} \quad (6.19)$$

mit E_{bs} nach Gl. (3.15)

$J_{I,1}$ nach Gl. (4.52)

Die analytische Beschreibung der Steifigkeiten im Zustand II folgt aus den Gln. (6.14), (6.16) und (6.18):

Biegesteifigkeit:

$$K_{BI} = -\frac{M}{\kappa_m} = \frac{-M \cdot E_{bs} \cdot d (\xi - \lambda)}{\sigma_{s2R} \left[1 - \max k \frac{\sigma_{s2R}' (\beta_{BZ,1} - \sigma_{bs2})}{\sigma_{s2R}^2 \cdot \mu_2} \right]} \quad (6.20)$$

auf den Brutto-Querschnitt bezogene Biegesteifigkeit:

$$k_{BI} = \frac{K_{BI}}{E_{bs} \cdot J_b} = \frac{-M \cdot \eta_s \cdot d (\xi - \lambda)}{J_{bs} \cdot \sigma_{s2R} \left[1 - \max k \frac{\sigma_{s2R}' (\beta_{BZ,1} - \sigma_{bs2})}{\sigma_{s2R}^2 \cdot \mu_2} \right]} \quad (6.21)$$

Dehnsteifigkeit:

$$K_{DI} = \frac{N}{\epsilon_{mm}} = \frac{N}{\epsilon_{s2m} + \kappa_m \cdot \eta_{s2} \cdot d} \quad (6.22)$$

auf den Brutto-Querschnitt bezogene Dehnsteifigkeit:

$$k_{DI} = \frac{K_{DI}}{E_{bs} \cdot A_b} = \frac{N}{E_{bs} \cdot A_b (\epsilon_{s2m} + \kappa_m \cdot \eta_{s2} \cdot d)} \quad (6.23)$$

Die Bilder 6.15 bis 6.18 zeigen die rechnerischen, bezogenen Biege- und Dehnsteifigkeiten nach den Gln. (6.21) und (6.23) im Vergleich zum Versuchsergebnis in Abhängigkeit von der TT, dem Bewehrungsgrad und von der Beanspruchungsart.

Die Steifigkeiten können für den Beanspruchungsbereich zwischen der Erstrißbildung an den Sollbruchstellen und der Erstrißbildung im ungeschwächten Stabbereich mit den rechnerischen Ansätzen nicht beschrieben werden. Aus diesem Grunde ist in diesem Beanspruchungsbereich die Abweichung des rechnerischen Ergebnisses vom Versuchsergebnis beträchtlich. Für die praktische Anwendung der rechnerischen Ansätze ist diese Einschränkung allerdings belanglos. Die unmittelbar nach der Erstrißbildung im ungeschwächten Stabbereich im Versuch ermittelten Steifigkeiten können mit dem Rechenansatz zutreffend beschrieben werden. Der rechnerische Ansatz verliert seine Gültigkeit, wenn die Biegezugbewehrung im Riß die Streckgrenze β_{sg} erreicht.

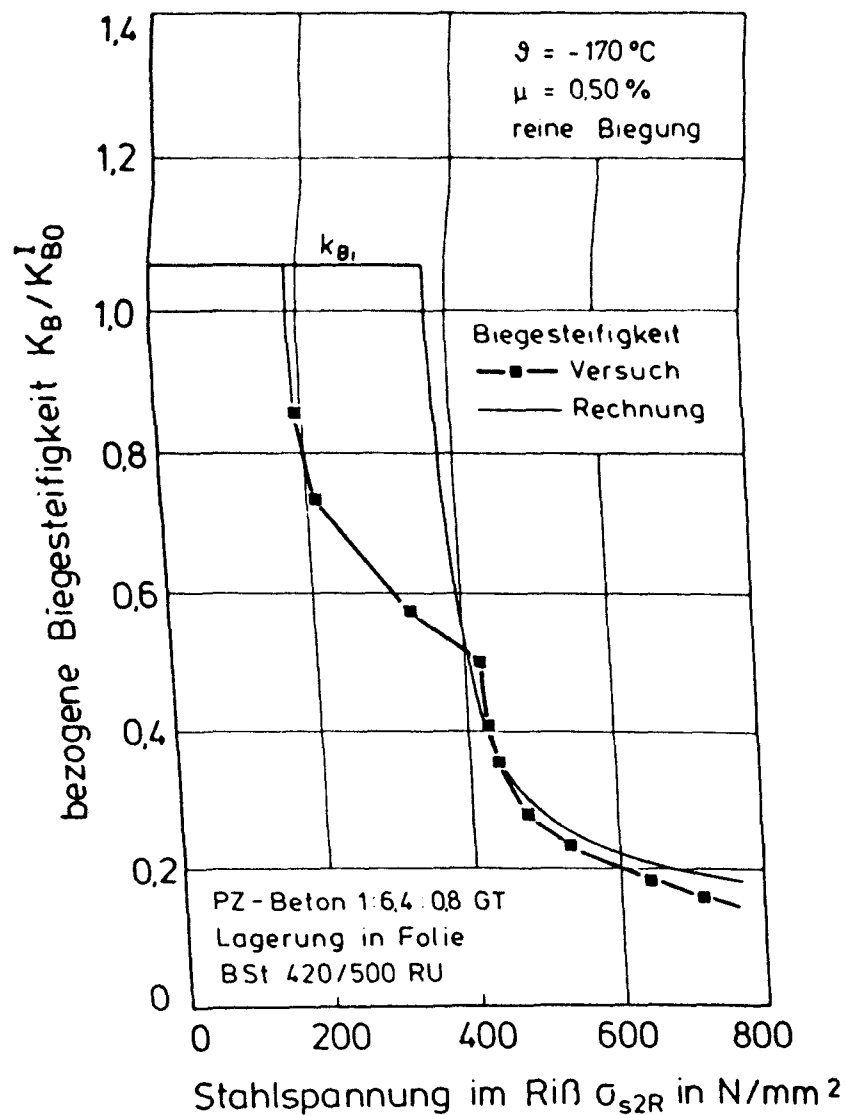


Bild 6.15: Bezogene Biegesteifigkeit des biegebeanspruchten Versuchskörpers ($\vartheta = -170^\circ C$, $\mu = 0,50\%$, reine Biegung) in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

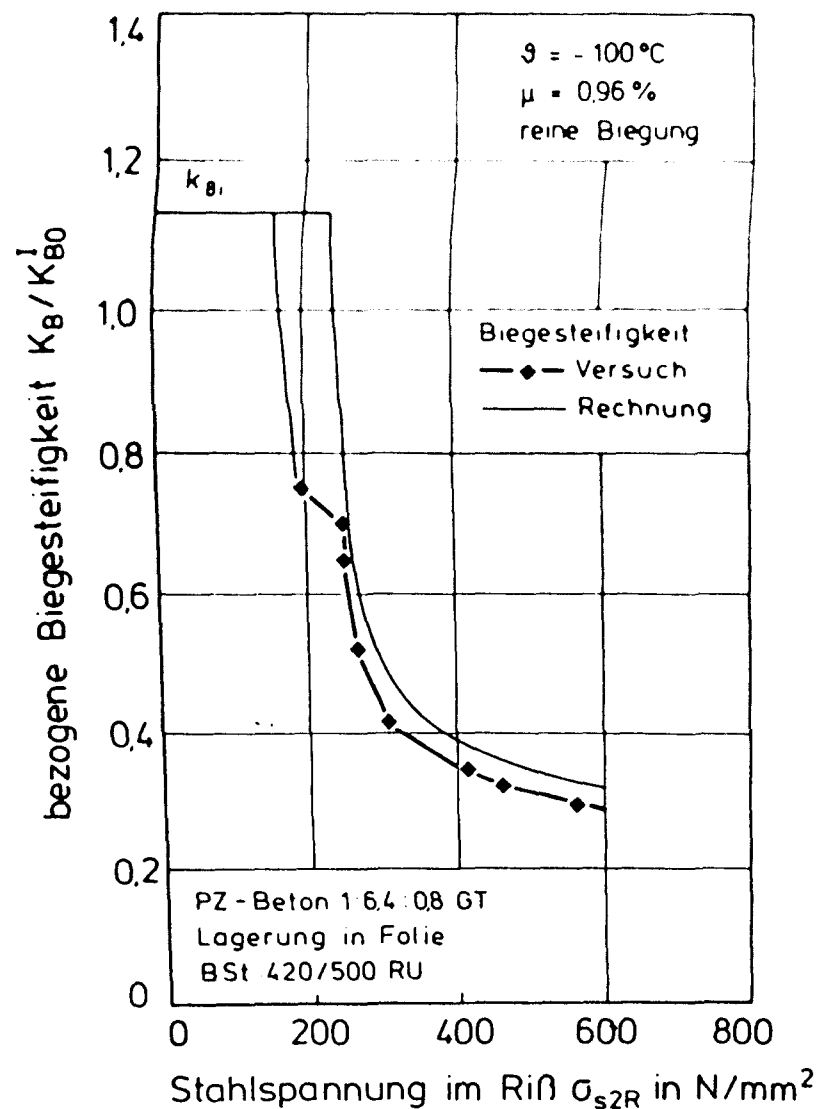


Bild 6.16: Bezogene Biegesteifigkeit des biegebeanspruchten Versuchskörpers ($\vartheta = -100^\circ C$, $\mu = 0,96\%$, reine Biegung) in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

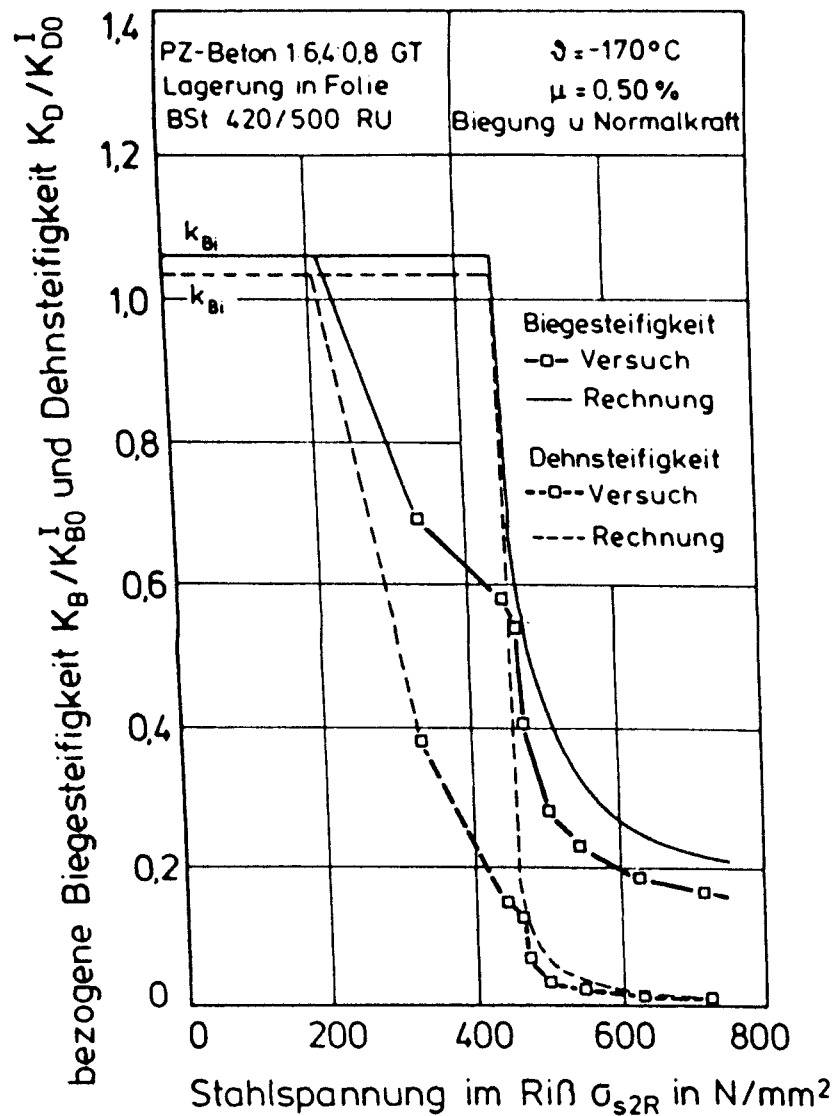


Bild 6.17: Bezogene Biege- und Dehnsteifigkeit des biegebeanspruchten Versuchskörpers ($\vartheta = -170^\circ\text{C}$, $\mu = 0,50 \%$, Biegung und Normalkraft) in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

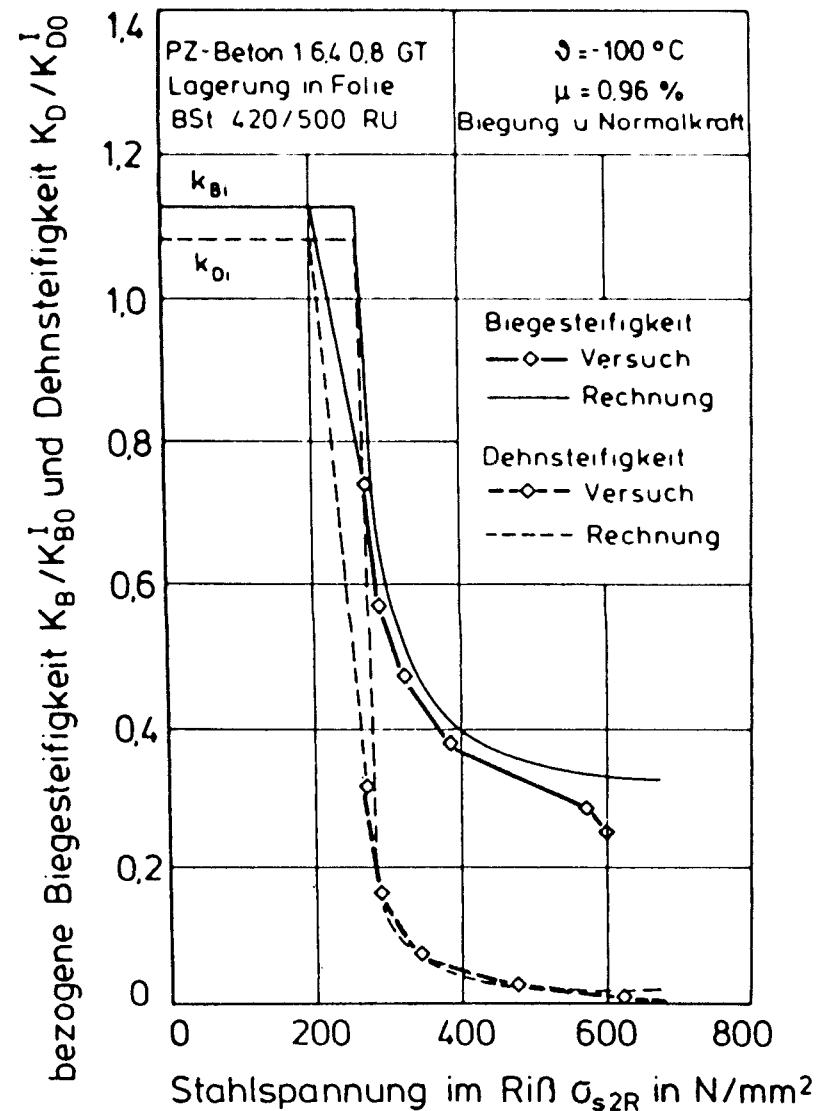


Bild 6.18: Bezogene Biege- und Dehnsteifigkeit des biegebeanspruchten Versuchskörpers ($\vartheta = -100^\circ\text{C}$, $\mu = 0,96 \%$, Biegung und Normalkraft) in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

6.5 Beschreibung der Stahlspannung im Erstrißzustand entlang der Stabachse

Nach /85/ kann die Stahlspannung bei TT entlang der Stabachse 2 im Erstrißzustand wie folgt beschrieben werden:

$$\sigma_{s2g}(x) = \left[1 + \frac{\sigma_{s2gR} - \sigma_{s2g}^I}{\sigma_{s2g}^I} \cdot \left(\frac{l_{1g} - x}{l_{1g}} \right)^{\frac{1+B(g)}{1-B(g)}} \right] \sigma_{s2g}^I \quad (6.24)$$

mit der Eintragungslänge l_{1g} :

$$l_{1g} = \left[\frac{1+B(g)}{1-B(g)} \cdot \frac{d_s}{4 \cdot \beta_{cg} \cdot a(g)} \cdot (\sigma_{s2gR} - \sigma_{s2g}^I) \cdot \left(\frac{2}{1-B(g)} \cdot \frac{E_{sg}}{\sigma_{s2gR}} \right)^{B(g)} \right]^{\frac{1}{1+B(g)}} \quad (6.25)$$

mit

σ_{s2gR} = Stahlspannung im Riß in der Stabachse 2 nach Gl. (4.94)

σ_{s2g}^I = Stahlspannung im ungerissenen Zustand nach Gl. (4.68)

$B(g)$
 $a(g)$ } nach Gln. (4.2) und (4.3) für das mittlere Verbundgesetz

Eine wesentliche Voraussetzung für die Anwendbarkeit der Gln. (6.24) und (6.25) besteht darin, daß die Risse HR sind und die Einleitungsbereiche neben den Rissen sich nicht überschneiden. Über weitere Voraussetzungen wird in Abschnitt 5.4 berichtet. In den Bildern 6.19 und 6.20 ist das Versuchsergebnis mit dem Berechnungsergebnis für die in /85/ behandelten Versuchskörper auszugsweise verglichen. Aus den Bildern wird deutlich, daß die rechnerische Stahlspannung im Sollriß nicht in allen Fällen mit der im Versuch ermittelten Stahlspannung übereinstimmt. Dies ist auf die nicht exakt zentrische Lage der Stahl-DMS im Sollriß zurückzuführen. Vergleicht man die Neigung der Stahlspannungsverläufe entlang der Stabachse, so ist eine befriedigende Übereinstimmung zwischen dem Versuchsergebnis und dem Rechenergebnis festzustellen.

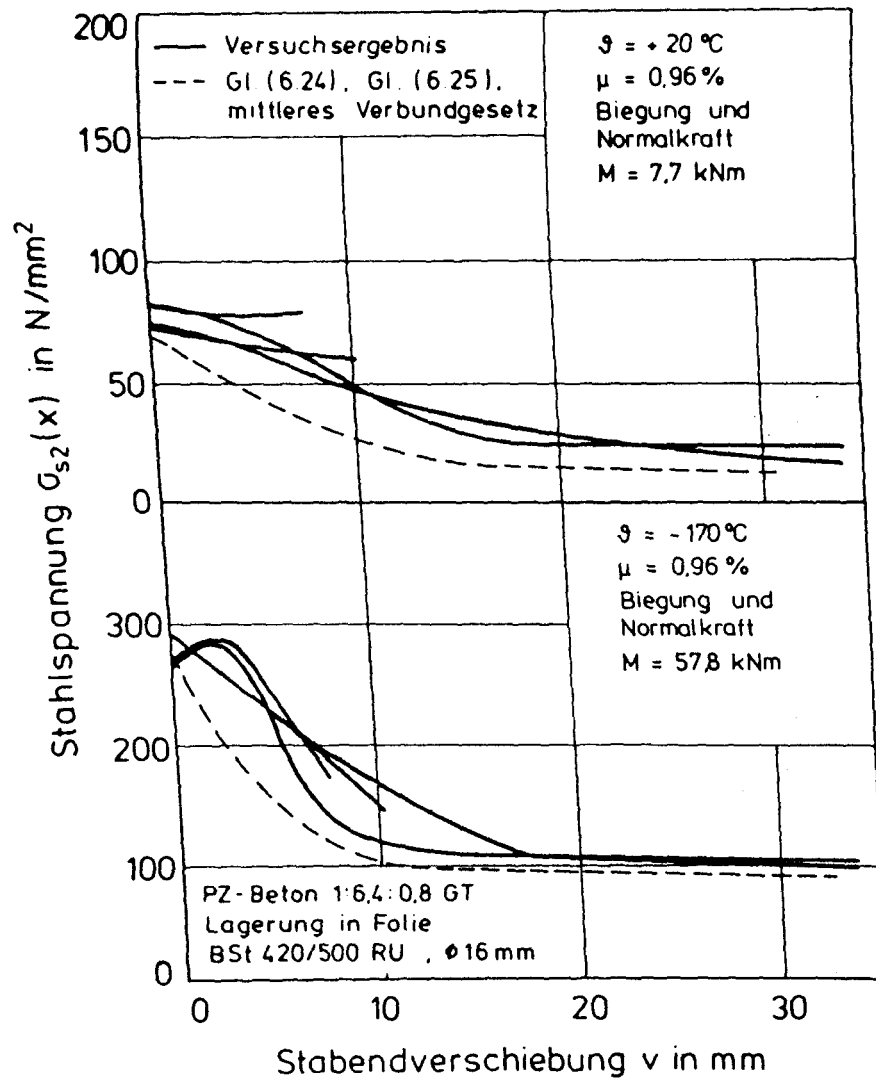


Bild 6.19: Stahlspannungen entlang der Stabachse der biegebeanspruchten Versuchskörper ($\vartheta = +20\text{ °C}$, -170 °C ; $\mu = 0,96\%$, Biegung und Normalzugkraft)

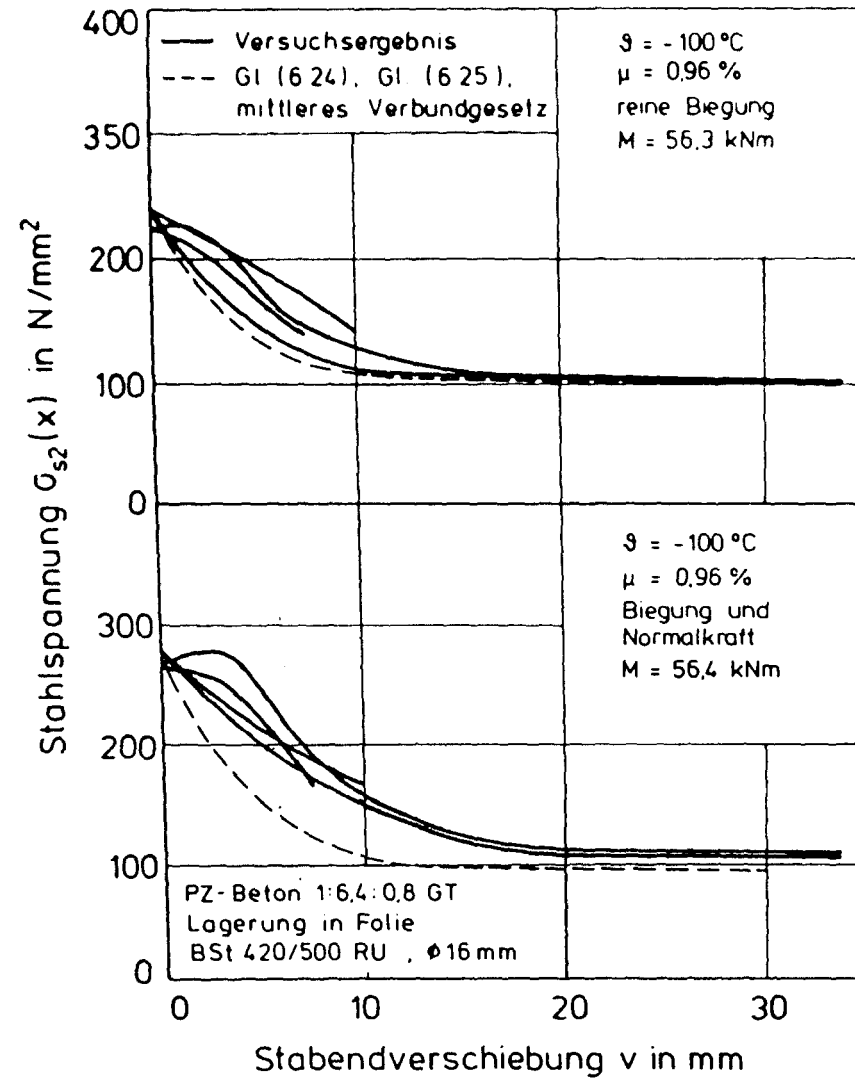


Bild 6.20: Stahlspannungen entlang der Stabachse der biegebeanspruchten Versuchskörper ($\vartheta = -100\text{ °C}$; $\mu = 0,96\%$; Biegung und Normalzugkraft)

6.6 Zusammenfassung

Es wurden Gesetzmäßigkeiten erarbeitet, mit denen das Verformungsverhalten, die Steifigkeitsabnahme während der Rißentwicklung und die Rißbreiten von biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen bei TT beschrieben werden können.

Bei der Aufstellung der Berechnungsmodelle wurde im wesentlichen von bekannten RT-Ansätzen ausgegangen. Zur Anpassung an die TT-Anwendungen wurden die TT-abhängigen Materialeigenschaften der Baustoffe Stahl und Beton und der Einfluß des inneren thermischen Zwangs berücksichtigt. Die Berechnungsergebnisse wurden mittels der in /85/ beschriebenen Versuchsergebnisse überprüft. Bei den Rechenansätzen wurde von der Voraussetzung ausgegangen, daß die Zugzone des Stahlbetonquerschnitts gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzt ist. Diese Voraussetzung ist bei den in /85/ behandelten Versuchskörpern mit an den Außenseiten konzentrierter Bewehrung nicht gegeben; es resultieren HR und NR in den Versuchskörpern. Insbesondere die Untersuchung des mittleren Endrißabstandes macht deutlich, daß die rechnerischen Ansätze keine allgemeine Beschreibung der Rißbildung von biegebeanspruchten Bauteilen bei TT ermöglichen. Die Rißbreiten konnten aus versuchstechnischen Gründen nur an wenigen vorabbestimmten Stellen gemessen werden, so daß auch hier noch weitere Untersuchungen folgen müssen. Dagegen zeigen die Versuchsergebnisse, daß das Verformungsverhalten im Zustand I und II, die Steifigkeitsabnahme während der Rißentwicklung und der Bruchzustand von biegebeanspruchten Bauteilen bei TT mit den Rechenansätzen zutreffend beschrieben werden können.

7. ZUSAMMENFASSUNG

Behälter zur Lagerung von verflüssigtem Erdgas (LNG) sollten in Zukunft vorwiegend in Spannbetonbauweise errichtet werden. Diese Bauweise ist nicht nur wirtschaftlich, sondern sie bietet auch eine hohe Sicherheit bei Störfällen inneren wie äußeren Ursprungs (z.B. Brand, Erdbeben). Die Bauteile des Behälters werden zum Teil einer sehr tiefen Temperatur von rd. - 162 °C ausgesetzt. Die üblichen Konstruktionsregeln gelten bei dieser Temperatur nicht mehr. Zur wirtschaftlichen und sicheren Bemessung von LNG-Behälter-Bauteilen ist ein geschlossenes, bei TT gültiges Bemessungskonzept erforderlich.

Die vorliegende Forschungsarbeit "Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen" liefert einen wesentlichen Beitrag zu diesem Bemessungskonzept. Der Teil 7 dieser Forschungsarbeit faßt die Ergebnisse zusammen, die in /85/ und /90/ in Experimenten überprüft wurden.

Im folgenden werden die wesentlichen bei TT gewonnenen Erkenntnisse zusammengefaßt:

- Zur Bemessung von LNG-Behälter-Bauteilen sind die mechanischen Kennwerte für den TT-Bereich erforderlich. Zu den wesentlichen Kennwerten gehören: Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul, thermisches Dehnverhalten und die Verformung unter Lastbeanspruchung der Baustoffe Stahl und Beton. Mit den im Abschnitt 3 aufgestellten Berechnungsmodellen wird es möglich, von Normprüfungen bei NT ausgehend, die Materialeigenschaften von Beton und Stahl bei TT zu ermitteln.
- Infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens der Baustoffe Stahl und Beton herrscht in Stahlbetonbauteilen bei TT ein innerer thermischer Zwang. Im Abschnitt 4.2.2 wird ein Berechnungsmodell zur Beschreibung des inneren thermischen Zwangs für einen zentrisch bewehrten Betonkörper unter der Voraussetzung starren und verschieblichen Verbundes vorgestellt. Das Berechnungsergebnis wird anhand von TT-Versuchen an mittig bewehrten Betonzylindern überprüft und bestätigt (Teil 3). Im Abschnitt 4.2.6 von Teil 7

wird die Beschreibung des inneren thermischen Zwangs zur Untersuchung allgemein bewehrter Stahlbetonstäbe (Zustand I, starrer Verbund) erweitert.

Bei zentrisch gezogenen Stahlbetonstäben verschwindet bei der Rißbildung der thermische Zwang im Rißquerschnitt. In doppelt bewehrten biegebeanspruchten Stahlbetonquerschnitten herrscht auch im Rißquerschnitt thermischer Zwang. Im Abschnitt 4 von Teil 7 werden die Spannungen und Dehnungen im Rißquerschnitt von zentrisch gezogenen und biegebeanspruchten Stahlbetonstäben analytisch beschrieben. Der thermische Zwang wird zum Rand von zentrisch gezogenen Stahlbetonbauteilen bzw. zu Rissen hin auf Null abgebaut. Der Verlauf von Spannungen, Dehnungen und Verschiebungen im sog. Einleitungsbereich kann mit den im Abschn. 4.2.3 (Teil 7) aufgeführten Berechnungsansätzen zutreffend beschrieben werden.

- Zur Beschreibung der Verformungen und der Rißbildung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen im Zustand II bei TT muß das Zusammenwirken der Einzelbaustoffe Stahl und Beton bekannt sein. Im Teil 4 dieser Forschungsarbeit wird über das Verbundverhalten bei TT berichtet. Anhand von Ausziehversuchen wird der Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Relativverschiebung bei TT untersucht. Auf den Versuchsergebnissen aufbauend, werden Stoffgesetze des verschieblichen Verbundes bei TT entwickelt. Es werden Berechnungskriterien aufgestellt, mit denen das Auftreten von Verschiebungssprüngen, Längsriß- sowie Sprengrißbildung bei TT vorhergesagt werden kann.
- Die Anwendung der zuvor genannten Berechnungsgleichungen für die TT-Materialkennwerten, den Verbundwiderstand und den inneren thermischen Zwang wird anhand von TT-Versuchen an zentrisch gezogenen Dehnkörpern mit praxisnahen Abmessungen überprüft. Das wesentliche Ziel dieser Versuche war, die Rißbildung von Dehnkörpern bei TT zu studieren. Bei der Aufstellung von Berechnungsmodellen werden bei RT bekannte Rechenansätze an die zuvor genannten veränderten TT-Bedingungen angepaßt. Eine allgemeine Beschreibung des Verhaltens von Dehnkörpern bei TT gelingt mit diesen Ansätzen aber nicht. Die bei der Herleitung der Rechenansätze zugrunde gelegten Voraussetzungen, wie Ebenbleiben der Querschnitte, kontinuierliche Rißteilung durch Trennrisse, werden von den in im Teil 5 dieser Forschungsarbeit beschriebenen Versuchsergebnissen nicht erfüllt. Zur Entwicklung der Rißbreite bei tiefen Temperaturen können nur erste Tendenzen angegeben werden. Dagegen kann für

den Zustand I und für Berechnungen, bei denen die Betonverformungen einen vernachlässigbar kleinen Einfluß haben, von den im Abschn. 5 (Teil 7) angegebenen Ansätzen ausgegangen werden.

- Im Teil 6 dieser Forschungsarbeit werden Gesetzmäßigkeiten erarbeitet, mit denen das Verformungsverhalten, die Steifigkeitsabnahme während der Rißentwicklung und die Rißbreiten von biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen bei TT beschrieben werden können. Auch hier wird bei der Aufstellung der Berechnungsmodelle im wesentlichen von bekannten RT-Ansätzen ausgegangen. Die Überprüfung der Rechenansätze erfolgte an biegebeanspruchten Versuchskörpern mit praxisnahen Abmessungen bei TT. Bedingt durch die an den Außenseiten konzentrierte Bewehrung bilden sich an den Versuchskörpern HR und NR. Die allgemein bekannten Rechenansätze setzen dagegen eine gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzte Zugzone voraus. Aus diesem Grunde konnte mit den erweiterten RT-Ansätzen eine befriedigende Beschreibung des mittleren Endrißabstandes nicht gelingen. Entsprechend den zentrischen Zugversuchen können aus den Biegeversuchen nur erste Schlüsse zur Rißbreitenentwicklung abgeleitet werden. Das Verformungsverhalten im Zustand I und II, die Steifigkeitsabnahme während der Rißentwicklung und der Bruchzustand von biegebeanspruchten Bauteilen können bei TT mit den Rechenansätzen gemäß Abschnitt 6 von Teil 7 zutreffend beschrieben werden.

6. LITERATURVERZEICHNIS

- /1/ ARBED: Technical data sheet, steel grades, Krybar, cryogenic steel.
Luxembourg
- /2/ Badmann, R.: Das physikalisch gebundene Wasser des Zementsteins in der
Nähe des Gefrierpunktes. Diss. TU München, 1981
- /3/ Bamforth, P.B.; Murray, W.T.; Browne, R.D.: The application of concrete
property data at cryogenic temperature to LNG tank design. Sec. Int.
Conf. on Cryogenic Concrete, Amsterdam, Oktober 1983
- /4/ Beaudoin, J.J.; McJunis, C.: The mechanism of frost damage in hardened
cement paste. Cement and Concrete Research 4, 1974
- /5/ Beeby, A.W.: A study of cracking in reinforced concrete members subjected
to pure tension. Technical Report 42. 468, Cement and Concrete Association
June 1972
- /6/ Beeby, A.W.: Concrete in the oceans, Cracking and corrosion. Technical
Report No. 1, Cement and Concrete Association, 1978
- /7/ Beratungsstelle für Stahlverwendung: Merkblatt 470, Stähle für tiefe
Temperaturen. Düsseldorf, 1977
- /8/ Bomhard, H.: Beton für Behältersysteme zur Speicherung flüssiger Gase -
Wirklichkeiten, Möglichkeiten und Grenzen. Vortrag zum Deutschen Beton-
tag, 1981
- /9/ Bomhard, H.; Kraemer, U.: Liquefied gas tankage and earthquakes, A com-
parison of Various Tank Systems. Second International Conference on
Cryogenic Concrete, Amsterdam, Oktober 1983
- /10/ Bonzel, J.: Ein Beitrag zur Frage der Verformung des Betons. beton 2/71
- /11/ Broms, B.B.: Technique for investigation of internal cracks in reinforced
concrete members. ACI-Journal, January 1965

- /12/ Broms, B.B.: Crack width and crack spacing in reinforced concrete members. ACI-Journal, October 1965
- /13/ Broms, B.B.; Lutz, L.A.: Effects of arrangement of reinforcement on crack width and spacing of reinforced concrete members. ACI-Journal, November 1965
- /14/ Browne, R.D.; Bamforth, P.B.: The use of concrete for cryogenic storage - a summary of research, past and present. First International Conference on Cryogenic Concrete. Newcastle upon Tyne, March 1981
- /15/ Bruggeling, A.S.G.: Concrete storage vessels. State of the art report. Delft, September 1979
- /16/ CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Bd. II, 1978
- /17/ CEB: Bond action and bond behaviour of reinforcement. State-of-the-Art-Report. Bulletin d'Information No. 151, 1982
- /18/ Dörr, K.F.; Mehlhorn, G.; Stauder, W.; Uhlisch, D.: Berechnung von Stahlbetonscheiben im Zustand II bei Annahme eines wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens. DAfStb, Heft 238, 1974
- /19/ Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. DAfStb, Heft 260, 1976
- /20/ Eifler, A.: Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluß auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken. Forschungsbericht 96, Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin, Oktober 1983
- /21/ Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden. DAfStb, Heft 301, 1979
- /22/ Falkner, H.: Zur Frage der Ribbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. DAfStb, Heft 208, 1969
- /23/ FIP/RILEM: Bond test for reinforcing steel. Materiaux et Construction, Vol. 3, Nr. 15, 1970

- /24/ FIP: Cryogenic behaviour of materials for prestressed concrete. State of art report, May 1982
- /25/ FIP: Preliminary recommendations for the design of prestressed concrete containment structures for the storage of refrigerated liquefied gases (RLG). Guide to Good Practice, September 1982
- /26/ FIP-Commission on Prestressing Steels and Systems: Recommendations for acceptance and application of post-tensioning systems. March 1981
- /27/ FIP-Commission on Prestressing Steels and Systems: Assessment of mechanical properties of reinforcing steel, prestressing steel and prestressing systems for cryogenic applications. Arbeitspapier, März 1985, nicht veröffentlicht
- /28/ Fletscher, N.H.: The chemical physics of ice. Cambridge University Press, 1970
- /29/ Frackmann, W.: Über die Bildung und die Öffnungsweite von Rissen von Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen. Bauplanung-Bautechnik, Heft 12, 1973
- /30/ Goto, Y.: Cracks formed in concrete around deformed tension bars. ACI-Journal, April 1971
- /31/ Goto, Y.; Miura, T.: Experimental studies on properties of concrete cooled to about minus 160 °C. Technology Reports, Tohoku University, Vol. 44, No. 2, 1979
- /32/ Goto, Y.; Miura, T.: Mechanical properties of reinforced concrete members at very low temperatures, Concrete Library of JSCE Vol. 1, July 1983
- /33/ Grübl, P.: Über die Rolle des Eises im Gefüge zementgebundener Baustoffe, beton 2, 1981
- /34/ Hahn, V.: Über die Verbundwirkung des Querrippenstahls. Dissertation, TH Stuttgart, 1952
- /35/ Hartl, G.: Das Verhalten von Betonrippenstählen unter sehr tiefen Temperaturen. Beton- und Stahlbetonbau, 10 und 11/1985

- /36/ Heller, W.; Stolte, E.: Propriétés et comportement à des températures très basses de fils de précontrainte traités. Béton Précontraint 69, No 266, Février 1970
- /37/ Hilsdorf, H.K.: Austrocknung und Schwinden von Beton. Rüsck-Festschrift, W. Ernst & Sohn, 1969
- /38/ Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Dissertation, TU Braunschweig, 1975
- /39/ Hobbs, P.V.: Ice physics. Clarendon Press. Oxford 1974
- /40/ Hohberg, J.M.: Flüssiggasbehälter aus Spannbeton. Diplomarbeit, TU Berlin, 1980
- /41/ IfBt: Beratung "Flüssiggasbehälter aus Spannbeton". 21.09.1976
- /42/ IfBt: Richtlinien für die Eignungsprüfung von Spannverfahren mit nachträglichem Verbund. Mitteilungen IfBt, 5/1976 und 4/1980
- /43/ Iványi, G.: Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungszuständen - Gradientenwirkung. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1976
- /44/ Iványi, G.; Fastabend, G.: Biegeversuche an hohen Stahlbetonbalken bei tiefen Temperaturen. Forschungsbericht Nr. 35 aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität Gesamthochschule Essen, September 1985
- /45/ Iványi, G.; Schäper, M.: Kälteschockversuche an unbewehrten Betonscheiben. Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen der Universität Gesamthochschule Essen, H. 17, Mai 1981
- /46/ Iványi, G.; Schäper, M.: Biegerißbildung von Stahlbetonbalken bei tiefkalten Temperaturen. Bauingenieur 58, 1983
- /47/ Iványi, G.; Schäper, M.: Kälteschockversuche an bewehrten und unbewehrten Betonplatten. Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen der Universität Gesamthochschule Essen, H. 25, September 1985

- /48/ Janovic, K.: Bericht über den neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag für ein allgemeingültiges Verbundverfahren. Bericht Nr. 1349 des Lehrstuhls für Massivbau der TU München, 1979
- /49/ Kobarg, J.: Verankerung axialbeanspruchter Bewehrungsstäbe im Beton unter Querbeanspruchung. Forschungsbericht, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie. Universität Karlsruhe, August 1984
- /50/ König, G.; Jahn, M.: Über die verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und ihre Bedeutung für das Tragverhalten von Massivbauten. Beton- und Stahlbetonbau 78, 9 und 10/1983
- /51/ Krips, M.: Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Forschungsbericht des Instituts für Massivbau der TH Darmstadt, 1984
- /52/ Krupp Hüttenwerke AG: Untersuchungsbericht, Zugversuche mit Spannstahl St 80/105, 125/140, 135/150 bei sehr tiefen Temperaturen, unveröffentlicht
- /53/ Landau, L.O.; Lifschitz, E.M.: Lehrbuch der theoretischen Physik. Vol. V, Akademie Verlag, Berlin, 1966
- /54/ Laucht, H.: Von den Eigenschaften des Eises. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der TH Hannover, 23, 1963
- /55/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau. Teil 4 Nachweis der Gebrauchsfähigkeit. Springer Verlag, Berlin, 1976
- /56/ Leonhardt, F.: Zur Behandlung von Rissen im Beton in den deutschen Vorschriften. Beton- und Stahlbetonbau 7 und 8/1985
- /57/ Litvan, G.G.: Freeze-thaw durability of porous building materials. Durability of building materials and components. ASTM STP 691, 1980
- /58/ Lutz, A.; Gergely, P.: Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. ACI-Journal, November 1967
- /59/ Markus, G.: Theorie und Berechnung rotationssymmetrischer Bauwerke. Werner Verlag, Düsseldorf, 1967

- /60/ Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. DAfStb, Heft 228, 1973
- /61/ Martin, H.; Noakowski, P.: Verbundverhalten von Betonstählen. Untersuchungen auf der Grundlage von Ausziehversuchen. DAfStb, Heft 319, 1981
- /62/ Martin, H.; Schießl, P.: Verhalten von Betonstählen bei tiefen Temperaturen - Kurzfassung. Institut für Betonstahl und Stahlbetonbau e.V., unveröffentlicht, 1976
- /63/ Martin, H.; Schießl, P.; Schwarzkopf, M.: Berechnungsverfahren für Rißbreiten aus Lastbeanspruchungen. Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 309, 1980
- /64/ Miura, T.: Strength of lap splices of reinforcing bars at very low temperatures. Transactions of the Japan Concrete Institute Vol. 3, 1981
- /65/ Miura, T.: Effect of the properties of transverse reinforcing bars on the behaviour of lap splices at very low temperatures. Transactions of the Japan Concrete Institute Vol. 5, 1983
- /66/ Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. DAfStb, Heft 296, 1978
- /67/ Ohbayashi-Gumi, LTD.: LNG-storage facilities, Tokyo, 1983
- /68/ Okada, T.; Iguro, M.: Bending behaviour of prestressed concrete beams under low temperature. Journal of Japan PCEA, Vol. 20, 1978
- /69/ Pfützenreuter, K.-H.: Verbundverhalten von Betonstahl im Tieftemperaturbereich, Diplomarbeit Universität Essen, 1982
- /70/ Piatti, L.: Eigenschaften von Werkstoffen im Tieftemperaturgebiet flüssiger Gase. Schweizer Archiv, März 1960
- /71/ Planas, J.; Corres, H.; Cueva, R.; Elices, M.; Sanchez-Galvez, V.: Influence of load on thermal deformation of concrete during cooling down. Sec. Int. Conf. on Cryogenic Concrete, Amsterdam, October 1983

- /72/ Powers, T.C.: A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete. ACI-Journal, Proc. Vol. 41, No 4, 1965
- /73/ Proceedings of First International Conference on Cryogenic Concrete. Newcastle upon Tyne, England, March 1981
- /74/ Proceedings of Second International Conference on Cryogenic Concrete. Amsterdam, Netherland, October 1983
- /75/ Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. DAFStb, Heft 138, 1961
- /76/ Rehm, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund. Festschrift Rüschi, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin - München, 1969
- /77/ Rehm, G.; Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, 1968
- /78/ Rohrschneider, O.: Vergleich verschiedener Prüfverfahren für Verbundeigenschaften der Betonstähle. Diplomarbeit, TU München, 1975
- /79/ Rostásy, F.S.: Zwang und Rissebeschränkung bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Habilitationsschrift Universität Stuttgart, 1975
- /80/ Rostásy, F.S.: Behaviour of the Tendon-Anchorage assembly at low temperature. FIP-Notes 96/1982
- /81/ Rostásy, F.S.: Baustoffe. Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart 1983
- /82/ Rostásy, F.S.: Verfestigung und Versprödung von Beton durch tiefe Temperaturen. Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau, G. Rehm zum 60. Geburtstag, W. Ernst & Sohn, 1984
- /83/ Rostásy, F.S.; Erdmann, J.: Untersuchungsbericht, Ermittlung der mechanisch-technologischen Eigenschaften von Spannstählen bei 100 K. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, unveröffentlicht, 1979

- /84/ Rostásy, F.S.; Henning, W.: Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände. Beton- und Stahlbetonbau Heft 4 und 5/1985
- /85/ Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 6: Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonbauteilen unter Biegung bzw. Biegung und Längskraft bei tiefen Temperaturen. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, März 1987
- /86/ Rostásy, F.S.; Rohling, A.: Konstitutives Stoffgesetz des Verbundverhaltens von einbetoniertem Bewehrungsstahl. Arbeitsbericht II/1: Literaturstudie. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Februar 1984
- /87/ Rostásy, F.S.; Rohling, A.: Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauteilen - Untersuchungen des Verbundkriechens als Ursache für Rißbreitenvergrößerung. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Oktober 1984
- /88/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Verbund und innerer Zwang von einbetoniertem Bewehrungsstahl bei tiefer Temperatur. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Juni 1984
- /89/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Stahlbeton- und Spannbetontanks zur Lagerung tiefkalter, verflüssigter Erdgase - Versuche zur Rißzähigkeit und zum Bruchverhalten. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Oktober 1984
- /90/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
- Teil 1: Problemstellung und Versuchsprogramm, Dezember 1984
- Teil 2: Tieftemperatureigenschaften der verwendeten Baustoffe, Dez. 1984
- Teil 3: Innerer Zwang in Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge Abkühlung, Februar 1985
- Teil 4: Verbundspannungen bei tiefen Temperaturen, April 1985
- Teil 5: Dehnsteifigkeit und Rißbildung bei tiefen Temperaturen. Aug. 1986

- /91/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Eigenspannungszustand in Stahlbeton- und Spannbetonkörpern infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl bei tiefen Temperaturen. Forschungsauftrag V 238/DafStb, Abschlußbericht, April 1986
- /92/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur. Forschungsauftrag V 238/DafStb, Abschlußbericht, April 1986
- /93/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.; Sprenger, K.-H.: Zum mechanischen Verhalten einiger Baustoffe bei schneller Belastung und tiefer Temperatur. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 6/1984
- /94/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.; Wiedemann, G.: Verhalten von Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 2/82 und 3/82
- /95/ Rostásy, F.S.; Wiedemann, G.: Strength and deformability of concrete after low temperature cycles. Sec. Int. Conf. on Cryogenic Concrete, Amsterdam, October 1983
- /96/ Rüsç, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. beton 2/1975
- /97/ Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Diss. TU Braunschweig 1984
- /98/ Schäper, M.: Tieftemperaturbeanspruchte Spannbetonbehälter - Sicherheitsbehälter für verflüssigte Gase. Diss. Universität Essen, 1984
- /99/ Scheuermann, J.: Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur. Forschungsarbeiten 1978 - 1983, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 65, 1984
- /100/ Scheuermann, J.; Sprenger, K.-H.; Rostásy, F.S.: Thermische Dehnung von Beton bei tiefen Temperaturen und gleichzeitiger einachsiger Druckbeanspruchung. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, 84/85

- /101/ Schober, H.: Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbeton. Dissertation Universität Stuttgart, 1984
- /102/ Setzer, M.J.: Einfluß des Wassergehaltes auf die Eigenschaften des erhärteten Betons. DAFStb, Heft 280, 1977
- /103/ Setzer, M.J.: Grundlagen und Mechanismus des Frostangriffs. Internationales Kolloquium Frostbeständigkeit von Beton, Wien, Juni 1980
- /104/ SIA-Technische Norm 162 - Ausgabe 1968. SIA-Zürich, 1968
- /105/ Sommer, H.: Ein neues Verfahren zur Erzielung der Frost-Tausalz-Beständigkeit des Betons. Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut der österreichischen Zementfabrikanten, Heft 32, 1978
- /106/ Stockhausen, N.: Die Dilatation hochporöser Festkörper bei Wasseraufnahme und Eisbildung, Dissertation TU München, 1981
- /107/ Stockhausen, N.; Setzer, M.J.: Anomalien der thermischen Ausdehnung und Gefriervorgänge in Zementstein, TIZ-Fachberichte Rohstoff-Engineering Heft 2, 1980
- /108/ Szabó, I.: Einführung in die Technische Mechanik. 8. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 1975
- /109/ Tepfers, R.: A Theorie of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars. Chalmers University of Technology Göteborg Sweden. Division of Concrete Structure, Publ. 73:2, 1973
- /110/ Tepfers, R.: Cracking of Concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. Magazine of Concrete Research, March 1979
- /111/ Tor-Isteg Steel Corporation: Berichte über Zugversuche an Rippen-Torstählen, \varnothing 8 mm, bei Temperaturen von - 100 °C und - 150 °C. unveröffentlicht, Dez. 1978, Mai 1979
- /112/ Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.: Teilweise Vorspannung, Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung. DAFStb, Heft 310, 1980

- /113/ Ukaji, K.: Design and construction of large LNG in-ground tanks in Japan. Second International Conference on Cryogenic Concrete, Amsterdam, October 1983
- /114/ Vandewalle, L.; Mortelmans, F.: Investigation of the bond stress between a reinforcement bar and concrete under cryogenic conditions. Second International Conference on Cryogenic Concrete, Amsterdam, October 1983
- /115/ Vos, E.: Influence of loading rate on bond behaviour of reinforcing steel and prestressing strand. Matériaux et Constructions No. 85, 1982
- /116/ Welsch, J.: Zentrischer Temperaturzwang von Stahlbeton und Spannbeton bei Abkühlung auf sehr niedrige Temperaturen. Techn.-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 84-8, Diss. TU Bochum, 1984
- /117/ Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Diss. TU Braunschweig, 1982
- /118/ Wiedemann, G.; Henning, W.; Erdmann, J.; Rostásy F.S.: Verhalten von Spannbeton-Verankerungen bei tiefen Temperaturen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 4 u. 5/1983
- /119/ Wiedemann, G.; Scheuermann, J.; Kordina, K.; Rostásy, F.S.: Versuche zur Biegetragfähigkeit von Stahlbetonplattenstreifen bei extrem tiefer Temperatur. Abschlußbericht V 198/DAfStb, Mai 1983
- /120/ Wölfel, E.; Krüger, F.: Verbundverankerung von Spannstählen - Zulassungsprüfung und Anwendungsbedingungen. Mitteilungen des IfBt 6/1980
- /121/ Yamane, S.; Kasami, H.; Okuno, T.: Properties of concrete at very low temperatures. ACI Special Publication SP 55-9, pp. 207-221
- /122/ Zech, B.: Zum Gefrierverhalten des Wassers im Beton. Diss. TU München, 1981
- /123/ Zerna, W.: Tanks für kryogene Flüssigkeiten. Rheinisch-Westfälische Akademie der Wissenschaften, Vorträge N 305, Westdeutscher Verlag, 1981

- /124/ Rao, P.S.: Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte. Deutscher Ausschuß für Stahlbetonbau, Heft 177, 1966

Handwritten text, mostly illegible due to fading and bleed-through.

Handwritten text, mostly illegible due to fading and bleed-through.

Handwritten notes and stamps in the bottom right corner.

12/3/7

07. Juli 1987

80 - 0107/7